

ESTUDO NUMÉRICO DA VARIABILIDADE DO ESFORÇO AXIAL EM PILARES DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO SUJEITAS A AÇÕES SÍSMICAS

RITA ALEXANDRA CONDE COELHO DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues
Mestre em Engenharia Civil André Filipe Castanheira Alves Furtado

JANEIRO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais e irmão

“Ser homem é ser responsável. É sentir que colabora na construção do mundo”.

Antoine de Saint-Exupery

AGRADECIMENTOS

Este momento assinala o término de mais uma etapa da minha vida académica pelo que seria inevitável refletir sobre todas as pessoas que de forma direta ou indireta contribuíram para que este percurso fosse realizado com êxito.

Gostaria de começar por agradecer ao Professor António Arêde, enquanto meu orientador, pela forma sistemática, organizada e dedicada com que orientou este trabalho, aliando o admirável conhecimento científico à inteira disponibilidade que despertaram em mim o gosto pela engenharia sísmica e pela paciência demonstrada desde o início desta etapa.

Ao Professor Hugo Rodrigues, pela orientação, disponibilidade, apoio e pela paciência demonstrada, aliada à partilha de conhecimentos sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

Um agradecimento especial ao Eng. André Furtado pela sua amizade, apoio, dedicação e disponibilidade e pelas palavras de coragem durante a elaboração deste trabalho.

Aos meus amigos, pela forma carinhosa e paciente com que me ajudaram a superar e a encarar os obstáculos desta tese e de todos os caminhos adversos que tive de percorrer para aqui chegar, sempre de forma positiva, descontraída e com humor. Gostaria de agradecer em especial àqueles que me acompanharam na realização da tese, por toda a companhia, palavras de amizade e apoio demonstrado.

À minha família, pela confiança, preocupação constantes no decorrer deste caminho e ao longo da minha vida toda. No entanto não posso deixar um especial agradecimento à minha mãe e os meus avós, por terem feito de mim uma constante prioridade, pelas oportunidades que me proporcionaram, por estarem sempre presentes tanto na minha formação académica como pessoal, pois sem eles não seria o que sou hoje.

Ao Guilherme pelo carinho, paciência, compreensão e apoio incondicional que sempre demonstrou.

A todos os que de uma ou de outra forma me ajudaram na concretização deste sonho o meu muito obrigado!

RESUMO

A análise dos efeitos dos sismos, registados nos últimos anos, evidencia que parte das consequências mais catastróficas, resultantes desta ação, se deve ao insuficiente comportamento estrutural, frequentemente desprovido de adequada resistência sísmica. Deste modo é necessário aumentar o conhecimento no campo da engenharia sísmica, aprofundando a compreensão de modelos que simulem o comportamento das estruturas, de forma a prever a sua resposta face à ação sísmica, podendo melhorar a conceção e o dimensionamento estrutural e evitar assim que esses danos ocorram no futuro.

Sendo os pilares elementos estruturais, fundamentais na resistência sísmica dos edifícios, deve ser dada especial atenção à sua resposta sob ações cíclicas. Para além disso, o sismo é um tipo de ação cujos efeitos nos edifícios exige a combinação de duas componentes horizontais, o que tem exigências mais severas nos pilares.

Assim, esta tese centra-se na análise da variabilidade do esforço axial em pilares, em função da sua localização em planta e em altura, visando investigar a possível relação com os esforços de flexão biaxial e a sua influência na resposta. Foram estudadas três estruturas de edifícios de betão armado, dimensionados para resistir a ações sísmicas.

A ferramenta numérica utilizada neste trabalho para a simulação do comportamento dos edifícios foi o SeismoStruct. Foram realizadas análises não lineares estáticas e dinâmicas para a avaliação do comportamento dos edifícios face a ação sísmica. No caso particular das análises não lineares estáticas foram adotadas as análises *pushover* com distribuição triangular invertida. Para as análises não-lineares dinâmicas foram selecionados dez registos de sismos em cada direção principal e foram escalados para provocar o comportamento não linear na estrutura. Os resultados das análises da resposta dos edifícios foram tratados individualmente e foram comparados entre eles, permitindo uma maior certeza das conclusões retiradas.

PALAVRAS-CHAVE: modelação numérica, pilares, flexão biaxial, ação sísmica, variação do esforço axial.

ABSTRACT

Recent earthquakes show that part of the more catastrophic consequences result from the insufficient structural behaviour of buildings that are not properly designed to seismic loads. Therefore it is necessary to improve the knowledge on the seismic field, namely through the development and calibration of numerical models that are able to simulate the behaviour of structures, in order to predict its response to a seismic action, which can improve the planning and the structural design, thereby improving the safety under future earthquakes.

The columns are key structural elements for the adequate seismic performance of buildings, for which special attentions should be given to their structural response under cyclic loads. Moreover, earthquake effects generally require the inclusion of two horizontal component loads that are recognized to be more severe to the structural elements, particularly the columns.

The present thesis focuses on the analysis of the axial force variability on columns, depending on their location in the building plant, in order to investigate the possible connection with the biaxial bending and the influence on the structural response. Three reinforced concrete buildings designed to resist to seismic action were studied in this work.

The numerical tool used in the present work to simulate the non-linear behaviour of the case studies was the SeismoStruct software. Nonlinear static and dynamic analyses have been used to assess the behaviour of these buildings under horizontal loads. In the particular case of static analyses the pushover strategy was adopted with an inverted triangular distribution of lateral forces. For the nonlinear dynamic analyses ten accelerograms were selected for each main direction so as to induce nonlinear behaviour in the structures. The results of the structures' analyses were examined individually and compared between them, allowing more certainty on the final conclusions.

KEYWORDS: numerical modelling, RC columns, biaxial bending, seismic action, variation of axial loading.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVO	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4
2. EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	5
2.3. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PILARES DE BETÃO ARMADO	8
2.4. CONCLUSÃO.....	10
3. Estudo do comportamento dos pilares de betão armado sujeitos a ações sísmicas	11
3.1. INTRODUÇÃO	11
3.2. COMPORTAMENTO DE PILARES SOB FLEXÃO UNIAXIAL COM ESFORÇO AXIAL CONSTANTE	12
3.3. COMPORTAMENTO DE PILARES SOB FLEXÃO UNIAXIAL COM ESFORÇO AXIAL VARIÁVEL	14
3.4. COMPORTAMENTO DE PILARES SOB FLEXÃO BIAIXIAL COM ESFORÇO AXIAL CONSTANTE.....	16
3.5. COMPORTAMENTO DE PILARES SOB FLEXÃO BIAIXIAL COM ESFORÇO AXIAL VARIÁVEL	23
3.6. CONCLUSÃO.....	24
4 Casos de estudo	25
4.1. INTRODUÇÃO	25
4.2. ELSA FRAME	25
4.2.1. INTRODUÇÃO	25
4.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL.....	26

4.3. EDIFÍCIO PT4	27
4.3.1. INTRODUÇÃO	27
4.3.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL PT4	28
4.4. EDIFÍCIO PT6	29
4.4.1. INTRODUÇÃO	29
4.4.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL PT6	30
4.5. METODOLOGIAS DE CÁLCULO	31
4.5.1. INTRODUÇÃO	31
4.5.2. TIPOS DE ANÁLISES	32
4.5.2.1. Análises estáticas não-lineares (<i>Pushover</i>)	32
4.5.2.2. Análises dinâmicas não-lineares	33
4.6. MODELAÇÃO NUMÉRICA	39
4.6.1. INTRODUÇÃO	39
4.6.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	40
4.6.3. LEI DE COMPORTAMENTO DO BETÃO	41
4.6.4. LEI DE COMPORTAMENTO DO AÇO	41
4.6.5. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO ELSA FRAME	42
4.6.5.1. Características dos materiais	42
4.6.5.2. Quantificação das ações e massa	42
4.6.5.3. Calibração do modelo numérico do edifício ELSA Frame	43
4.6.6. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO PT4	43
4.6.6.1. Características dos materiais	44
4.6.6.2. Quantificação das ações	44
4.6.6.3. Calibração do modelo numérico do edifício PT4	45
4.6.7. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO PT6	45
4.6.7.1. Características dos materiais, quantificação das ações e massa	45
4.6.7.2. Calibração do modelo numérico do edifício PT6	45
4.7. CONCLUSÃO	46
 5. Avaliação do efeito da ação sísmica na variação do esforço axial nos pilares	 47
5.1. INTRODUÇÃO	47
5.2. PARÂMETROS AVALIADOS	47

5.3. ANÁLISE NÃO-LINEARES PUSHOVER	49
5.3.1. CURVAS DE CAPACIDADE	49
5.3.2. CURVAS DE VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS AXIAIS E DE CORTE RELATIVOS EM FUNÇÃO DOS DESLOCAMENTOS E DO <i>DRIFT</i>	52
5.3.3. VARIAÇÃO DO ESFORÇO AXIAL COM O DESLOCAMENTO LATERAL DE CADA PISO E A SUA RELAÇÃO COM O DESLOCAMENTO DE CEDÊNCIA D_y^*	53
5.3.3.1. Edifício Elsa Frame	53
5.3.3.2. Edifício PT4	55
5.3.3.3. Edifício PT6	57
5.3.4. VARIAÇÃO DO ESFORÇO AXIAL FACE À LOCALIZAÇÃO	58
5.3.5. COMENTÁRIOS FINAIS	60
5.4. ANÁLISES DINÂMICAS NÃO-LINEARES	60
5.4.1. VARIAÇÃO DO ESFORÇO AXIAL EM FUNÇÃO DO <i>DRIFT</i>	61
5.4.1.1. Edifício ELSA Frame	61
5.4.1.2. Edifício PT4	63
5.4.1.3. Edifício PT6	65
5.4.2. VARIAÇÃO MÁXIMA DO ESFORÇO AXIAL EM FUNÇÃO DA PGA – FLEXÃO UNIAXIAL	66
5.4.2.1. Edifício ELSA Frame	67
5.4.2.2. Edifícios PT4	70
5.4.2.3. Edifício PT6	73
5.4.3. VARIAÇÃO MÁXIMA DO ESFORÇO AXIAL EM FUNÇÃO DA PGA – FLEXÃO NAS DUAS DIREÇÕES PRINCIPAIS EM SIMULTÂNEO	77
5.4.4. COMENTÁRIOS FINAIS	78
 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 80
6.1. CONCLUSÕES FINAIS	80
 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 82

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1- Catástrofe natural: Resultado catastrófico do sismo seguido de tsunami no Sudoeste Asiático, 2004 (Fotografia arquivo AUSAID)	1
Fig. 2.1 - Exemplos da influência das condições externas: a) efeito da liquefação de solos, Turquia, 1999 b) corte a meia altura de um pilar devido ao choque do pavimento de um edifício adjacente, Turquia, 1999 (Bhatt, 2007).....	6
Fig. 2.2-Rotura típica de colunas de betão armado por flexão (Rodrigues, 2005).	8
Fig. 2.3- Exemplos de danos por corte em pilares de edifícios sujeitos a sismos: a) dano em pilar de canto de edifício de betão armado (Bertero, 1997) b) Rotura por corte em pilar, sismo de Izmit, 1999 (Saatcioglu, Gardner e Ghobarah, 1999)	9
Fig. 2.4-Exemplos de danos em nós de ligação: a) dimensionamento inadequado de nós de ligação vigas-pilar (Saatcioglu, Gardner e Ghobarah, 1999) b) rotura de nó de ligação viga-coluna com armadura transversal insuficiente (Aschheim, 2001).....	10
Fig. 3.1- Saatcioglu e Ozcebe (1989) Teste D4: Curva representativa da força-deslocamento para provetes com secção transversal e armadura resistente simétrica sujeitos a carregamentos laterais com carga axial constante (CEB, 1996).	13
Fig. 3.2- Efeito do confinamento nos pilares a) provete LC4 confinamento=1.6% b) provete LC1 confinamento=3.19% ((Rabbat et al., 1986) e (CEB, 1996)).	13
Fig. 3.3- Teste D4: Gráfico das deformações axiais dos pilares devido a carregamentos uniaxiais à flexão com carga axial constante a) deslocamentos transversais, b) deformação axial ((Bousias, 1993; Bousias et al., 1992); (CEB, 1996)).....	14
Fig. 3.4- Curvas momento-rotação de provetes de betão armado com secção transversal e armadura simétricas sujeitas a flexão uniaxial cíclica sob esforço axial variável: a) teste C4 (Abrams, 1987); b) teste C8 (Abrams, 1987); c) Kreger e Linbeck (1986) (CEB, 1996)	15
Fig. 3.5 - Teste N°4: a) envolvente de forças aplicadas b) lei de deslocamentos imposta c) e d) curvas histeréticas nas duas direções principais ((CEB, 1996) e (Takizawa e Aoyama, 1976)).....	17
Fig. 3.6 - Teste SP7: a) lei de deslocamentos imposta b) envolvente de forças aplicadas c) e d) curvas histeréticas nas duas direções principais ((CEB, 1996) e (Otani, Cheung e Lai, 1980))	18
Fig. 3.7 - Teste B1,B2: Carregamentos biaxiais com esforço axial constante: a) e d) história temporal do deslocamento imposto; b) e e) curvas de resposta força-deslocamento do teste B1; c) e f) curvas de resposta força-deslocamento do teste B2 (CEB, 1996; Saatcioglu e Ozcebe, 1989).....	19
Fig. 3.8- Resultados dos testes de carregamento biaxial sob esforço axial constante Li, Aoyama e Otani (1988) ((CEB, 1996))	20
Fig. 3.9 - Histórias e padrão de deslocamentos utilizados nos testes de carregamento biaxial sob esforço axial constante de Low e Moehle (1987): a) provete 2-diagonal e b) provete 3 em forma de trevo (CEB, 1996).....	21
Fig. 3.10 - Padrões de deslocamentos dos ensaios realizados ((Qiu et al., 2002) e (Granja, 2010)) ..	22
Fig. 4.1- Edifício ELSA Frame: a) Vista em perfil b) disposição em planta (Arêde, 1997)	26
Fig. 4.2- Edifício Elsa Frame – a) Pórtico Longitudinal b) Pórtico transversal.....	27

Fig. 4.3- Disposição em planta do Edifício PT4 e indicação dos pórticos estudados (Furtado, 2013)...	28
Fig. 4.4- Edifício PT4 – a) Pórtico Longitudinal b) Pórtico transversal.....	29
Fig. 4.5- Disposição em planta do Edifício PT6 e indicação dos pórticos estudados (Furtado, 2013)...	30
Fig. 4.6- Edifício PT6 – a) Pórtico Longitudinal b) Pórtico transversal.....	31
Fig. 4.7- Análise <i>pushover</i> triangular – exemplo de aplicação no edifício ELSA Frame (Arêde, 1997).	33
Fig. 4.8- Ação para análises dinâmicas – Espectros de sismos reais e sismos escalados para o espectro elástico do Eurocódigo 8 (EC8, 2010).	35
Fig. 4.9- Ação para análises dinâmicas – Espectros de sismos escalados para o espectro elástico do Eurocódigo 8 (EC8, 2010) e espectro elástico de dimensionamento.	35
Fig. 4.8- Representação de um elemento estrutural no modelo de rótulas plásticas (Marques, 2012) (Varum, 1996).....	40
Fig. 5.1- Nomenclatura utilizada na identificação dos pilares e dos seus troços: a) Edifício Elsa Frame b) detalhe da terminologia utilizada para o primeiro troço do pilar de canto.....	49
Fig. 5.2-Curvas de capacidade resultantes: a) e b) edifício ELSA Frame, direções longitudinal e transversal c) e d) edifício PT4, direções longitudinal e transversal e) e f) edifício PT6, direções longitudinal e transversal.....	51
Fig. 5.3- Curvas de variação dos esforços axiais e de corte, função de deslocamentos/ <i>drift de cada piso</i> para o pilar de canto: a) e b) edifício ELSA Frame, c) e d) edifício PT4, e) e f) edifício PT6	53
Fig. 5.4- Edifício ELSA Frame: variação relativa do esforço axial vs. deslocamento/ <i>drift de cada piso</i> , direção longitudinal no pilar a) de canto, b) de fachada, c) central e, direção transversal no pilar d) de canto, e) de fachada e f) central.....	54
Fig. 5.5- Edifício PT4: variação relativa do esforço axial vs. deslocamento/ <i>drift de cada piso</i> , direção longitudinal no pilar a) de canto, b) de fachada, c) central e, direção transversal no pilar d) de canto, e) de fachada e f) central.....	56
Fig. 5.6- Edifício PT6: variação relativa do esforço axial vs. deslocamento/ <i>drift de cada piso</i> , direção longitudinal no pilar a) de canto, b) de fachada, c) central e, direção transversal no pilar d) de canto, e) de fachada e f) central.....	58
Fig. 5.7- Variação percentual do esforço axial, segundo a sua posição em altura e em planta, obtidas das análises <i>pushover</i> longitudinal e transversal, para pilares de canto, a) e b), de fachada, c) e d) e central, e) e f).	59
Fig. 5.8- Edifício Elsa Frame- Análise dinâmica não-linear (sismo 2x): variação de esforço axial a) C114, b) C113, c) C112, d) C111 variação do esforço de corte em função do <i>drift</i> longitudinal entre pisos, e) C114, f) C113, g) C112, h) C111	62
Fig. 5.9- Edifício Elsa Frame - Análise dinâmica não-linear (sismo 4X): resultados do pilar de canto em comportamento inelástico a) variação de esforço axial (C111) b) variação do esforço de corte (C111)	63
Fig. 5.10- Análise não-linear dinâmica- Edifício PT4: Gráficos da variação de esforço axial e de variação do esforço de corte em função do <i>drift</i> longitudinal entre pisos: a) e c) troço do pilar C113 (sismo 8X), b) e d) troço do pilar C113 (sismo 7X).....	64

- Fig. 5.11- *Análise não-linear dinâmica- Edifício PT4: Gráficos da variação de esforço axial e de variação do esforço de corte em função do drift transversal entre pisos: a) e c) troço do pilar C114 (sismo 5Y), b) troço do pilar C113 (sismo 5Y).....65*
- Fig. 5.12- *Análise não-linear dinâmica- Edifício PT6 (sismo 1X): Gráficos da variação de esforço axial e de variação do esforço de corte em função do drift longitudinal entre pisos: a) e d) troço do pilar C116, b) e e) troço do pilar C115 c) e f) troço do pilar C111.....66*
- Fig. 5.13- *Edifício ELSA Frame: variação máxima relativa do esforço axial vs. relação entre PGA e a aceleração de projeto, direção longitudinal a) C114, b) C113, c) C112, d) C111 e, direção transversal e) C114, f) C113 e g) C112 h) C111.68*
- Fig. 5.14- *Edifício PT4: variação máxima relativa do esforço axial vs. relação entre PGA e a aceleração de projeto, direção longitudinal no pilar de canto a) C114, b) C113, c) C112, d) C111 e, direção transversal no pilar de canto e) C114, f) C113 e g) C112 h) C111.....72*
- Fig. 5.15- *Edifício PT6: variação máxima relativa do esforço axial vs. relação entre PGA e a aceleração de projeto, direção longitudinal no pilar de canto a) C116, b) C115, c) C114, d) C113, e) C112, f) C111 e, direção transversal no pilar de canto g) C116, h) C115 e i) C114 j) C113, k) C112, l) C111.....75*
- Fig. 5.16- *Edifício PT4: variação máxima relativa do esforço axial vs. relação entre a PGA e aceleração de projeto do edifício PT4, direção longitudinal no pilar de canto, direção transversal no pilar de canto e biaxial: a) C111, b) C113, c) C112, d) C11478*

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1-Dimensões dos elementos estruturais (cm)	30
Tabela 4.2- Análise dinâmica – Aceleração de projeto dos edifícios em estudo	36
Tabela 4.3- Análise dinâmica – Fatores de escala para o espectro de dimensionamento do EC8 (EC8, 2010) – F(EC8).....	36
Tabela 4.4- Análise dinâmica – Descrição da ação sísmica utilizada	37
Tabela 4.5 – Análise dinâmica - Fatores de escala adicionais– F (adicionais)	38
Tabela 4.6 – Análise dinâmica – Ação sísmica em cada direção principal com o sismo de escalado (F(EC8) x F(adicional)).....	38
Tabela 4.7- Análise dinâmica – ação sísmica biaxial horizontal a 45° com o sismo escalado (F(EC8) x F(adicional))	39
Tabela 4.8- Características do betão – Edifício ELSA Frame	42
Tabela 4.9- Características do aço – Edifício ELSA Frame	42
Tabela 4.10- Cargas verticais aplicadas nas vigas, Arêde (1997).....	43
Tabela 4.11-Frequências Fundamentais do edifício ELSA Frame. Valores determinados por Arêde (1997) e obtidos no modelo em estudo.	43
Tabela 4.12- Características do betão – Edifício PT4	44
Tabela 4.13- Características do aço – Edifício PT4	44
Tabela 4.14- Frequências Fundamentais do edifício PT4 - Valores determinados analiticamente e obtidos no modelo em estudo.	45
Tabela 4.15-Frequências Fundamentais do edifício PT6. Valores determinados nos cálculos do LNEC e obtidos no modelo em estudo.	46
Tabela 5.1- Valores do deslocamento de cedência do nó de controlo da estrutura obtidos das análises <i>pushover</i> para as duas direções principais	51

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo A – Quadros de pilares e vigas.....	i
A.1. Introdução.....	i
A.2. Edifício ELSA Frame.....	ii
A.3. Edifício PT4.....	vi
A.4. Edifício PT6.....	vii
Anexo B – Análises estáticas não-lineares <i>pushover</i>	viii
B.1. Introdução.....	viii
B.2. Edifício ELSA Frame.....	ix
B.3. Edifício PT4.....	xv
B.4. Edifício PT6.....	xxi
Anexo B – Análises estáticas não-lineares <i>pushover</i>	viii
B.1. Introdução.....	viii
B.2. Edifício ELSA Frame.....	ix
B.3. Edifício PT4.....	xv
B.4. Edifício PT6.....	xxi
Anexo C – Análises dinâmicas não-lineares.....	xxxiii
C.1. Introdução.....	xxxiii
C.2. Sismo 1- Direção Longitudinal.....	xxxiv
C.2.1. Edifício ELSA Frame.....	xxxiv
C.2.2. Edifício PT4.....	xxxvi
C.2.3. Edifício PT6.....	xxxviii
C.3. Sismo 1- Direção Transversal.....	xl
C.3.1. Edifício ELSA Frame.....	xl
C.3.2. Edifício PT4.....	xlvi
C.3.3. Edifício PT6.....	xliv
C.4. Sismo 2- Direção Longitudinal.....	xlvi
C.4.1. Edifício ELSA Frame.....	xlvi
C.4.2. Edifício PT4.....	xlvi
C.4.3. Edifício PT6.....	l
C.5. Sismo 2- Direção Transversal.....	lii
C.5.1. Edifício ELSA Frame.....	lii
C.5.2. Edifício PT4.....	liv

C.5.3. Edifício PT6.....	lvi
C.6. Sismo 3- Direção Longitudinal.....	lviii
C.6.1. Edifício ELSA Frame.....	lviii
C.6.2. Edifício PT4.....	lx
C.6.3. Edifício PT6.....	lxii
C.7. Sismo 3- Direção Transversal.....	lxiv
C.7.1. Edifício ELSA Frame.....	lxiv
C.7.2. Edifício PT4.....	lxvi
C.7.3. Edifício PT6.....	lxviii
C.8. Sismo 4- Direção Longitudinal.....	lxx
C.8.1. Edifício ELSA Frame.....	lxx
C.8.2. Edifício PT4.....	lxxii
C.8.3. Edifício PT6.....	lxxiv
C.9. Sismo 4- Direção Transversal.....	lxxvi
C.9.1. Edifício ELSA Frame.....	lxxvi
C.9.2. Edifício PT4.....	lxxviii
C.9.3. Edifício PT6.....	lxxx
C.10. Sismo 5- Direção Longitudinal.....	lxxxii
C.10.1. Edifício ELSA Frame.....	lxxxii
C.10.2. Edifício PT4.....	lxxxiv
C.10.3. Edifício PT6.....	lxxxvi
C.11. Sismo 5- Direção Transversal.....	lxxxviii
C.11.1. Edifício ELSA Frame.....	lxxxviii
C.11.2. Edifício PT4.....	xc
C.11.3. Edifício PT6.....	xcii
C.12. Sismo 6- Direção Longitudinal.....	xciv
C.12.1. Edifício ELSA Frame.....	xciv
C.12.2. Edifício PT4.....	xcvi
C.12.3. Edifício PT6.....	xcviii
C.13. Sismo 6- Direção Transversal.....	c
C.13.1. Edifício ELSA Frame.....	c
C.13.2. Edifício PT4.....	cii
C.13.3. Edifício PT6.....	civ

C.14. Sismo 7- Direção Longitudinal.....	cvi
C.14.1. Edifício ELSA Frame.....	cvi
C.14.2. Edifício PT4.....	cviii
C.14.3. Edifício PT6.....	cx
C.15. Sismo 7- Direção Transversal.....	cxii
C.15.1. Edifício ELSA Frame.....	cxii
C.15.2. Edifício PT4.....	cxiv
C.15.3. Edifício PT6.....	cxvi
C.16. Sismo 8- Direção Longitudinal.....	cxviii
C.16.1. Edifício ELSA Frame.....	cxviii
C.16.2. Edifício PT4.....	cxx
C.16.3. Edifício PT6.....	cxxii
C.17. Sismo 8- Direção Transversal.....	cxxiv
C.17.1. Edifício ELSA Frame.....	cxxiv
C.17.2. Edifício PT4.....	cxxvi
C.17.3. Edifício PT6.....	cxxviii
C.18. Sismo 9- Direção Longitudinal.....	cxxx
C.18.1. Edifício ELSA Frame.....	cxxx
C.18.2. Edifício PT4.....	cxxxii
C.18.3. Edifício PT6.....	cxxxiv
C.19. Sismo 9- Direção Transversal.....	cxxxvi
C.19.1. Edifício ELSA Frame.....	cxxxvi
C.19.2. Edifício PT4.....	cxxxviii
C.19.3. Edifício PT6.....	cxl
Anexo D – Acelerogramas - Análises não-lineares dinâmicas	cxlii
D.1. Introdução.....	cxlii
D.2. Edifício ELSA Frame- Acelerogramas na direção longitudinal.....	cxliii
D.3. Edifício ELSA Frame- Acelerogramas na direção transversal.....	cxlvi
D.4. Edifício PT4- Acelerogramas na direção longitudinal.....	cxlix
D.5. Edifício PT4- Acelerogramas na direção transversal.....	clii
D.6. Edifício PT6- Acelerogramas na direção longitudinal.....	clv
D.7. Edifício PT6- Acelerogramas na direção transversal.....	clviii

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Ao longo dos últimos anos, têm sido registadas inúmeras catástrofes naturais, onde a magnitude dos danos provocados é muito significativa. Os desastres naturais estão na maior parte das vezes associados a erupções vulcânicas, inundações, furacões, *tsunamis* e sismos, podendo um desastre conduzir a outro. Um exemplo deste fenómeno é o sismo registado no dia 26 de dezembro de 2004, próximo da ilha indonésia de Sumatra, no Sudeste Asiático. Com uma magnitude de 9,3, foi um dos mais poderosos registados nos últimos 40 anos, provocando um *tsunami* que atingiu as zonas costeiras de uma dezena de países, causando um elevado número de mortes.



Fig. 1.1- Catástrofe natural: Resultado catastrófico do sismo seguido de tsunami no Sudoeste Asiático, 2004
(Fotografia arquivo AUSAID)

Segundo Pichard (1984) os sismos são a catástrofe natural que demonstra o maior poder de destruição e as consequências mais pesadas na humanidade. Como pode ser observado no exemplo anterior, os sismos estão relacionados, de forma direta e indireta, com alguns dos acontecimentos registados nos últimos anos.

O registo do aumento da densidade populacional em locais com atividade sísmica, demonstrou que edifícios existentes sem características de dimensionamento apropriado para resistir à ação sísmica, constituem a maior fonte de risco, sendo a causa da maior parte das perdas humanas e materiais registadas. Um exemplo bastante claro é o trágico sismo registado a 17 de Janeiro de 1995 em Kobe, no Japão, onde se verificou a importância do desenvolvimento de técnicas de reforço sísmico, em edifícios construídos antes da implementação dos regulamentos.

As consequências catastróficas de sismos recentes têm sensibilizado a sociedade em geral e a comunidade científica em particular para a necessidade de desenvolver métodos de análise e dimensionamento estrutural, de investigar técnicas de reforço estrutural e de criar planos de emergência de forma a reduzir os prejuízos provenientes de ações sísmicas.

No entanto, mesmo que a vulnerabilidade dos edifícios seja diminuída através da evolução dos regulamentos e do reforço de edifícios, a engenharia sísmica tem de lidar com a crescente complexidade das sociedades, de forma a evitar grandes perdas económicas. A denominada indústria tecnológica, baseada, por exemplo, no crescimento da indústria de alta tecnologia e no aumento da sofisticação das telecomunicações, faz da economia e das cidades, ambientes cada vez mais frágeis e complexos. Deste modo as consequências económicas, tais como, perda de informações em hospitais, bancos, institutos de investigação, os custos de fábricas e empresas desativadas, associadas a um possível sismo também crescem exponencialmente. Os engenheiros estão confrontados com o contínuo desafio de desenvolver novos métodos para construir, reparar, substituir ou reabilitar estruturas (Varum, 2003).

No caso Europeu, sismos que ocorreram recentemente, como por exemplo, o sismo registado em Portugal, mais concretamente nos Açores em 1980 e o sismo registado em 2002 em Molise na Itália, confirmam que a Europa também pode sofrer com a vulnerabilidade das construções existentes (Varum, 2003). Este facto verifica-se, pois a maioria dos edifícios presentes em zonas sísmicas, construídos antes da década de 80, não possuem um correto comportamento sísmico, visto que até à década de 60 não existiam disposições específicas que contabilizassem a ação sísmica nos regulamentos e, a partir desse período, apenas surgiram especificações sobre a aplicação de cargas laterais equivalentes para o dimensionamento. As disposições necessárias para o correto dimensionamento e detalhe das estruturas e dos elementos estruturais, semelhantes aos regulamentos europeus utilizados atualmente, só apareceram na Europa na década de 80 através dos códigos nacionais, como por exemplo o código de dimensionamento português RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA, 1983), (Fardis, 1998).

Outro aspeto que leva a concluir que a Europa é uma zona vulnerável à ação sísmica é o facto de o betão armado ser o material de construção mais utilizado no sul europeu. Segundo Varum (2003) a experiência mundial no âmbito da atividade sísmica, mostra que edifícios de betão armado sem ductilidade são uma das estruturas mais vulneráveis, representando a maior ameaça para as vidas humanas e para a perda de bens materiais.

De forma a obter a resposta mais realista do comportamento das estruturas, os regulamentos atuais, referem a análise elástica linear como sugestão para o dimensionamento de estruturas (Taucer, Spacone e Filippou, 1991). No entanto, é essencial determinar algumas propriedades dos materiais, tais como a rigidez, a resistência máxima e as exigências de ductilidade locais e globais, de forma a avaliar corretamente a resposta sísmica utilizando uma análise não linear dinâmica. Para realizar a análise dinâmica não linear, foram desenvolvidas várias estratégias de modelação, com diferentes níveis de complexidade e exatidão, sendo que a escolha de cada categoria depende do objetivo do projetista e das necessidades inerentes à representação do comportamento estrutural (Rodrigues, 2012).

Apesar da evolução das estratégias de modelação, ainda existem algumas problemáticas relacionadas com a resposta não-linear tridimensional dos edifícios de betão armado quando sujeitos a ações sísmicas (Bousias, Panagiotakos e Fardis, 2002). Na modelação estrutural é frequente recorrer a simplificações dos modelos tridimensionais para modelos bidimensionais. Na utilização desta simplificação verifica-se uma redução da precisão, sendo que em muitas situações, a interação biaxial

da estrutura e as oscilações de torção surgem como resultado das irregularidades, afetando a resposta estrutural (Romão, Costa e Delgado, 2004).

A resposta dos edifícios sujeitos à ação sísmica demonstra que os pilares são elementos estruturais essenciais para um bom desempenho. Esta verificação levou a um aumento da preocupação do estudo seu comportamento estrutural. Registos realizados recentemente indicam que a maioria das roturas nestes elementos ocorre por corte, incorreto confinamento do betão e devido aos efeitos de carregamentos biaxiais (Saatcioglu e Ozcebe, 1989).

Analisando as roturas provocadas por efeitos de carregamentos biaxiais, comprova-se que o dano causado pelo carregamento biaxial, em elementos de betão armado, é mais gravoso do que os danos causados por carregamentos uniaxiais. Outro aspeto a ter em conta nos efeitos de carregamentos biaxiais é o facto de o dano causado numa direção afetar a resposta na outra direção, como por exemplo em alguns edifícios quando o carregamento é induzido numa direção as irregularidades estruturais existentes afetam o desempenho da estrutura na outra direção, mobilizando o comportamento biaxial.

Estudos realizados até à data, demonstram que o carregamento axial variável combinado com o carregamento biaxial horizontal tem efeitos significativos no comportamento não-linear e na capacidade resistente dos pilares (Rodrigues, Furtado e Arêde (2015)). Estas variações podem ocorrer devido à componente vertical da ação sísmica nos pilares de extremidade dos andares inferiores de estruturas de betão armado, devido aos momentos cíclicos. Em geral, a maior parte dos estudos concordam que os carregamentos cíclicos biaxiais aplicados horizontalmente são responsáveis pelo aumento da degradação da rigidez e da resistência, quando comparados com a resposta ao carregamento uniaxial. Estas alterações significativas na resposta observada em termos da capacidade da estrutura, antecipação dos danos, degradação da rigidez e da resistência, bem como da capacidade de dissipação de energia, sugerem que os efeitos do esforço axial combinado com o comportamento biaxial em pilares de betão armado, não podem ser negligenciados.

1.2. OBJETIVO

O presente trabalho tem como principal objetivo analisar a variabilidade do esforço axial nos pilares, em função da sua localização em planta e em altura, visando investigar a possível relação com os esforços de flexão biaxial e a sua influência na resposta.

Dos objetivos complementares ao acima mencionado, destacam-se os seguintes:

- Modelação numérica de três edifícios, com diferentes características geométricas e materiais, no programa de cálculo SeismoStruct, considerando o comportamento não-linear destes quando sujeitos a ações horizontais;
- Realização de análises não-lineares estáticas pushover uniaxiais e biaxiais, visando uma comparação da resposta dos pilares de canto, de fachada e centrais em cada direção das análises;
- Realização de análises não lineares dinâmicas baseadas em acelerogramas reais, para avaliar o comportamento global dos edifícios e em particular dos pilares de acordo com a disposição em planta e em altura;
- Avaliação da resposta dos pilares dos edifícios em termos de curvas de capacidade, deslocamento de cedência, perfis de esforço axial em altura, variação do esforço axial;

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação está organizada em seis capítulos. No presente capítulo é apresentada a introdução do trabalho, contendo o enquadramento, os objetivos e a estruturação da dissertação.

O segundo capítulo expõe os efeitos da ação sísmica em estruturas de betão armado. Serão apresentados os comportamentos sísmicos frequentemente observados em estruturas de betão armado, analisando especialmente o comportamento dos pilares de betão armado.

O terceiro capítulo apresenta estudos realizados sobre comportamento de pilares de betão armado à ação sísmica, sendo expostos os carregamentos uniaxiais e biaxiais e os seus efeitos na resposta dos pilares.

O quarto capítulo apresenta os casos de estudo selecionados para a realização do presente trabalho, onde constará uma breve descrição estrutural de cada edifício, assim como a descrição geométrica de cada elemento estrutural. Será apresentado o programa utilizado na presente dissertação assim como o tipo de análises realizadas. Por fim será descrita toda a modelação numérica da estrutura de betão armado realizada para os edifícios em estudo.

O quinto capítulo é dedicado à avaliação do efeito da ação sísmica na variação do esforço axial nos pilares. Serão apresentados os resultados das análises realizadas para as duas direções principais, longitudinal e transversal, realizando uma análise comparativa entre os três casos de estudo. No mesmo capítulo também serão analisados os resultados das análises dinâmicas para cada edifício, focando principalmente na avaliação do comportamento dos pilares de acordo com a sua disposição em planta e em altura, e o seu comportamento para cada sismo estudado.

No sexto e último capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho e referidas ainda algumas possibilidades de desenvolvimento futuro.

2

Efeitos da ação sísmica em estruturas de betão armado

2.1. INTRODUÇÃO

Ao longo dos últimos anos, tem sido verificado um aumento significativo dos efeitos catastróficos provocados pela ação sísmica.

Análises realizadas a vários casos reais, demonstram que parte dos efeitos catastróficos estão relacionados com o comportamento estrutural, evidenciando-se graves danos em estruturas ou elementos estruturais que por vezes levaram ao colapso dos edifícios.

Os principais efeitos catastróficos verificam-se principalmente em zonas de elevada densidade de construção, registando-se um grande número de perdas de vidas humanas e perdas económicas.

Assim, constatou-se que a dimensão e gravidade dos efeitos da ação sísmica dependem diretamente da intensidade do sismo, da densidade de construção e da densidade populacional da zona onde este ocorre (LNEC, 2005).

Estes problemas vêm reforçar a necessidade de aumentar o conhecimento no campo da engenharia sísmica, aprofundando a compreensão de modelos que simulem o comportamento das estruturas, de forma a prever a sua resposta face à ação sísmica, podendo melhorar a conceção e o dimensionamento estrutural e evitar assim que esses danos ocorram no futuro.

No presente capítulo são apresentadas sumariamente os aspetos que influenciam a resposta estrutural à ação sísmica, evidenciando o comportamento de edifícios de betão armado, quando sujeitos a este tipo de ações. Com esta análise pretende-se obter uma maior perceção do comportamento global de uma estrutura e das características intrínsecas que o influenciam.

Na secção 2.3 é descrito, de forma simples e sucinta, o comportamento dos pilares de betão armado quando sujeitos a uma ação sísmica.

2.2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Ao longo dos anos foram observados os efeitos que ações sísmicas de média e grande magnitude induziram nos edifícios de betão armado. Esta observação permitiu uma maior perceção das deficiências no seu comportamento, levando ao aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento sísmico e das práticas construtivas, bem como das regulamentações mais recentes de modo a incorporar alguns princípios, critérios e disposições construtivas para a verificação da segurança das estruturas à ação sísmica mais próximas da realidade.

O “RSA - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios de Betão Armado” (RSA, 1983) e “REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado”, assumem um conceito de ductilidade como princípio da conceção estrutural sísmo-resistente de forma a garantir uma resposta mais eficaz em termos de resistência, permitindo que através da deformação plástica as estruturas dissipem a energia transmitida pelos sismos. Apesar da evolução em relação à regulamentação anterior, vários edifícios apresentam um comportamento deficiente à ação sísmica. Este facto pode estar relacionado com inadequada aplicação dos regulamentos, com a natural demora na real evolução dos conhecimentos do comportamento sísmico dos edifícios e com alguma falta de sensibilidade dos vários intervenientes no controlo da qualidade dos projetos de estruturas bem como da falta de fiscalização das mesmas (Reis, 2012).

Mais recentemente, face à necessidade de harmonizar a regulamentação técnica a nível europeu foi criado um conjunto de regulamentos (Eurocódigos), nomeadamente, o “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios” (EC8, 2010) e “Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão armado Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios” (EC2, 2010), entre outros. As classes de ductilidade presentes no EC8 (2010) possuem uma correspondência com o nível de exploração do comportamento não-linear das estruturas de betão armado e com as disposições construtivas necessárias para garantir esse mesmo comportamento, permitindo uma maior ductilidade e capacidade de dissipação de energia nas estruturas, prevendo também o dimensionamento com base na capacidade real (*capacity design*) de forma a evitar roturas frágeis, como por exemplo, por corte (Reis, 2012).

A observação da resposta de edifícios de betão armado à ação sísmica permitiu verificar que a resposta de uma dada estrutura sujeita a um dado evento sísmico, depende de condições internas e externas ao edifício, que influenciam e induzem comportamento deficiente dos elementos estruturais.

Entende-se por condições externas todas as condicionantes que estão relacionadas com a envolvente do edifício, destacando-se a relação do mesmo com os edifícios adjacentes e geologia do local. Para melhor compreensão deste tipo de condições, a Fig. 2.1 mostra dois exemplos de comportamento deficiente de dois edifícios durante o sismo registado em Agosto de 1999 na Turquia.



a)



b)

Fig. 2.1 - Exemplos da influência das condições externas: a) efeito da liquefação de solos, Turquia, 1999 b) corte a meia altura de um pilar devido ao choque do pavimento de um edifício adjacente, Turquia, 1999 (Bhatt, 2007)

Como condições internas entende-se todas as condições que dizem respeito à estrutura resistente do edifício, destacando-se a sua capacidade resistente, a ductilidade, a deformação, a redistribuição de esforços e a capacidade da estrutura dissipar a energia transmitida pelo sismo (Bhatt, 2007).

Idealmente, no dimensionamento de uma estrutura, as capacidades resistentes, devem ser superiores às exigências impostas quando esta está sujeita à ação sísmica. De modo a garantir esta condição, a estrutura pode ser dimensionada para permanecer com um comportamento elástico durante todo o seu tempo de vida, não beneficiando assim das suas características inelásticas. A utilização desta condição de dimensionamento encarece bastante a estrutura. Assim, uma forma de contornar o problema apresentado passa por considerar o comportamento inelástico da estrutura, possibilitando a redução da capacidade resistente de cálculo (Silva, 2007).

Sendo os edifícios estruturas com elevado grau de hiperstaticidade, as principais características que controlam a resposta inelástica são a redistribuição dos esforços resultantes do esgotamento da capacidade resistente nas zonas críticas e a capacidade que estas possuem para se deformarem após atingir esse esgotamento (Furtado, 2013). A nova legislação de dimensionamento de estruturas resistentes a sismos (Eurocódigo 8 (EC8, 2010)) especifica que as zonas críticas devem ser devidamente detalhadas em projeto em termos de disposição de armadura para desta forma possuírem capacidade dúctil superior à máxima exigência desencadeada pela ação sísmica.

Outra característica necessária para que a estrutura mantenha o desempenho pretendido perante um sismo, é a capacidade de dissipar a energia transmitida pela ação sísmica. Para que tal possa ser verificado, a estrutura deverá possuir uma ductilidade suficiente, permitindo também a redistribuição dos esforços e a capacidade de deformação evitando roturas frágeis na estrutura (Silva, 2007).

Perante as características internas apresentadas anteriormente, verifica-se que a resistência estrutural é proporcionada pela resistência de cada um dos elementos e pelo modo como este interagem entre si (Oliveira, 1995).

Os estudos experimentais do comportamento de estruturas de betão armado sujeitas à ação sísmica são importantes pois permitem observar melhor o comportamento dos elementos estruturais em particular. Nos últimos anos, um grande número de estudos foram realizados sujeitando os elementos verticais a solicitações horizontais. Apesar dos aspetos específicos de cada estudo, têm sido estudados elementos estruturais com ou sem cargas axiais, solicitados em flexão simples e biaxial (Rodrigues, 2012).

No entanto, apesar de a correta utilização da regulamentação para o dimensionamento e verificação da segurança da resposta sísmica de estruturas ser fundamental, verifica-se que não é suficiente para a resolução dos problemas de desempenho sísmico, pois um deficiente controlo da execução da construção pode levar a que as estruturas sejam vulneráveis à ação sísmica. Deste modo, para garantir uma boa resposta estrutural face a esta ação é fundamental garantir a qualidade da construção, visto que poderá condicionar bastante a resposta estrutural (Varum, 2008).

Tendo em conta o objetivo do presente trabalho, será realizada uma análise mais pormenorizada do comportamento dos pilares de betão armado à ação sísmica, apresentando as motivações que levaram ao desenvolvimento do presente estudo e especificando os estudos realizados neste tipo de elementos estruturais.

2.3.COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PILARES DE BETÃO ARMADO

Os pilares de betão armado são elementos estruturais chave na resposta de edifícios sujeitos à ação sísmica. Deste modo, deve ser dada especial atenção ao seu comportamento estrutural quando sujeitos a este tipo de ações.

Quando os pilares são devidamente dimensionados para a ação sísmica são capazes de prevenir roturas frágeis garantindo assim um comportamento dúctil. De facto, o correto dimensionamento e detalhe das disposições da armadura no projeto é um fator muito importante para assegurar a resposta dúctil.

De forma a permitir uma maior perceção do comportamento de pilares à ação sísmica, seguidamente apresenta-se exemplos de comportamentos deficientes destes elementos verticais e os fatores que levaram a que estes ocorressem.

O mau comportamento à flexão destes elementos verticais é geralmente introduzido pela escolha incorreta do tipo armadura, da sua quantidade e da sua deficiente pormenorização em projeto, originando mecanismos de rotura. Segundo EASY (1997), o comportamento estrutural à flexão pode ser dúctil se forem seguidos alguns critérios de dimensionamento. Varum (2003) refere que o principal objetivo dos projetistas é evitar o esmagamento do betão antes de a armadura resistente entrar em cedência. Para que isto aconteça, a tensão de compressão deve ser reduzida e a capacidade resistente melhorada, limitando os esforços axiais de compressão, aumentando a área da secção transversal ou limitando a área de armadura resistente. Na Fig. 2.2 ilustra-se um exemplo de rotura de um pilar de betão armado por flexão com excesso de compressão e défice de confinamento do betão comprimido.

Observando vários casos reais tem sido comprovado que, no caso de pilares de betão armado, este comportamento se revela mais insuficiente em pilares de extremidade, mais concretamente de canto, onde diferentes níveis de força axial podem ser esperados, levando a elevados esforços axiais (Otani, 2002).



Fig. 2.2-Rotura típica de colunas de betão armado por flexão (Rodrigues, 2005).

Outro caso frequente de comportamento deficiente de pilares sujeitos à ação sísmica é a rotura por esforço de corte.

Tipicamente, este tipo de elementos são dimensionados para resistir a carregamentos gravíticos e à ação do vento, resultando normalmente em forças de cálculo significativamente inferiores às forças de corte desenvolvidas nos pilares, quando estas são sujeitas à ação sísmica.

Como referido anteriormente, os procedimentos de dimensionamento sísmico têm em conta o comportamento dúctil da estrutura, deste modo, os valores limite de esforço de corte devem ser evitados, ou a capacidade resistente de corte deve ser reforçada.

De facto, o comportamento deficiente dos elementos verticais face a esforços de corte está relacionado com uma seção resistente insuficiente ou com a má pormenorização das armaduras, como por exemplo um espaçamento inadequado da armadura de esforço transversal. Na Fig. 2.3 b) pode ser observado um exemplo de falta de armadura transversal (Varum, 2003).

Apesar de ser evidente a importância do controle do esforço de corte, os procedimentos para o dimensionamento da capacidade resistente das seções de betão armado ainda não foram adotados por todos os projetistas, observando-se frequentemente edifícios construídos em zonas de importante atividade sísmica que apresentam um comportamento deficiente ao corte (Varum, 2003).

Os problemas no comportamento destes elementos estruturais ao esforço de corte, revelam-se mais graves nos pilares, especialmente se o edifício possuir uma grande excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez (Varum, 2003). Na Fig. 2.3 b) mostra-se um exemplo do dano provocado num pilar de canto.

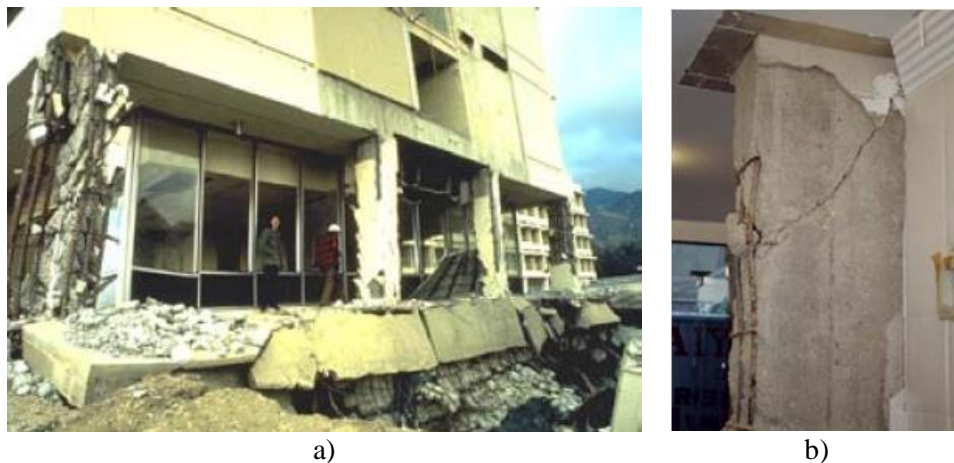


Fig. 2.3- Exemplos de danos por corte em pilares de edifícios sujeitos a sismos: a) dano em pilar de canto de edifício de betão armado (Bertero, 1997) b) Rotura por corte em pilar, sismo de Izmit, 1999 (Saatcioglu, Gardner e Ghobarah, 1999)

Para além dos exemplos de comportamento típicos ilustrados anteriormente, os nós que ligam os elementos estruturais (vigas-pilares) também podem sofrer perdas significativas de rigidez provocadas pela inadequada resistência ao corte ou ancoragem da armadura ao nó (Varum, 2003). Este tipo de comportamento deve ser tratado com a devida atenção, visto que para garantir um bom desempenho face à ação sísmica não é suficiente adotar elementos com adequada capacidade de resistência, rigidez e ductilidade se não se garantir uma eficaz ligação entre esses elementos.

No dimensionamento destes nós de ligação, a regulamentação atual recomenda que, para se obter um comportamento dúctil dos pórticos se deve concentrar as exigências de deformações em regime não linear ao nível das vigas. Mais concretamente, o EC8 (2010), seguindo a filosofia de cálculo pela capacidade real prevê a aplicação de princípios da conceção sísmica que consistem em garantir que o comportamento não-linear seja desenvolvido através da formação de rótulas plásticas nas vigas e não nos pilares, verificando-se o mecanismo viga fraca - pilar forte, adotando-se pilares com mais resistência do que as vigas. No entanto, muitas estruturas existentes não foram concebidas tendo em conta esse mecanismo. Em sismos recentes tem-se verificado o colapso ou dano severo de inúmeras estruturas de betão armado devido ao desenvolvimento deste tipo de mecanismos. Na Fig. 2.4 são ilustrados exemplos de danos em nós de ligação devidos ao dimensionamento incorreto à ação sísmica (Reis, 2012; Varum, Costa e Pinto, 2006).



Fig. 2.4-Exemplos de danos em nós de ligação: a) dimensionamento inadequado de nós de ligação vigas-pilar (Saatcioglu, Gardner e Ghobarah, 1999) b) rotura de nó de ligação viga-coluna com armadura transversal insuficiente (Aschheim, 2001)

2.4. CONCLUSÃO

Ao longo do presente capítulo foram descritos os efeitos que a ação sísmica pode introduzir em edifícios de betão armado e apresentados os aspetos que influenciam o comportamento sísmico global deste tipo de estruturas. Depois foi analisado, de forma simples e sucinta, o comportamento sísmico dos pilares em edifícios de betão armado.

Como elementos chave de resposta sísmica de estruturas de betão armado, os pilares possuem um papel importante no comportamento da estrutura. Idealmente deveriam ser estudos pormenorizadamente, sendo que todos os critérios que condicionam a sua correta resposta deveriam ser de conhecimento geral de todos os projetistas assegurando assim o seu correto dimensionamento. A pormenorização destes elementos estruturais e das propriedades dos materiais em projeto também deve ser realizada com cuidado, pois são as características mais relevantes no comportamento dos pilares sujeitos a ações sísmicas, evitando a resposta deficiente dos elementos verticais.

A posição dos pilares em planta também se revelou um importante fator a ter em conta, visto que quando o edifício é sujeito à ação sísmica, os pilares de extremidade, e em especial os de canto, sofrem mais danos e podem estar sujeitos a significativas variações do esforço axial, por contraste com os pilares interiores que evidenciam pequenas variações do nível deste mesmo esforço.

3

Estudo do comportamento dos pilares de betão armado sujeitos a ações sísmicas

3.1. INTRODUÇÃO

Desde que os pilares foram considerados elementos estruturais chave na resposta de edifícios sujeitos à ação sísmica, houve uma maior preocupação na compreensão da sua resposta estrutural sob carregamentos cíclicos.

O estudo dos efeitos provocados pela ação sísmica requer geralmente que sejam adotados procedimentos de análise que considerem carregamentos horizontais em duas direções. Esta exigência é muito provavelmente evidenciada pelo facto de serem verificados efeitos mais gravosos para carregamentos biaxiais horizontais do que para carregamentos aplicados apenas numa direção horizontal (Rodrigues, 2012). No caso particular dos pilares de betão armado, registos recentes indicam que uma das principais causas de rotura de pilares sujeitos à ação sísmica são os efeitos de carregamentos biaxiais (Saatcioglu e Ozcebe, 1989). No entanto, para compreender melhor as diferenças comportamentais para cada tipo de carregamento aplicado, unidirecional ou bidirecional, é necessário analisar os ensaios cíclicos à flexão em pilares, realizados até à data.

Vários estudos experimentais foram executados com o intuito de verificar o comportamento inelástico de elementos lineares, como pilares e vigas, submetidos a carregamentos laterais, utilizando provetes, na sua generalidade, dimensionados de acordo com as especificações presentes nos códigos regulamentares. Nos estudos do comportamento sísmico de pilares de betão armado, vários aspetos têm sido considerados cruciais para obter a melhor resposta. Visto que os pilares são elementos verticais, um dos aspetos considerados nestes estudos é a influência do carregamento axial constante e variável.

Os ensaios cíclicos à flexão, de pilares, podem ser divididos em quatro grupos:

- Ensaios de flexão uniaxial com carga axial constante;
- Ensaios de flexão uniaxial com carga axial variável;
- Ensaios de flexão biaxial com carga axial constante;
- Ensaios de flexão biaxial com carga axial variável.

No presente capítulo pretende-se realizar uma breve revisão dos ensaios realizados visando avaliar os efeitos da ação sísmica no comportamento de pilares de betão armado, incidindo principalmente nas diferenças comportamentais registadas quando estes elementos estão sujeitos a carregamentos biaxiais ou uniaxiais horizontais com carregamentos axiais constantes ou variáveis.

3.2.COMPORTAMENTO DE PILARES SOB FLEXÃO UNIAXIAL COM ESFORÇO AXIAL CONSTANTE

Diversos testes têm sido realizados em pilares recorrendo a carregamentos uniaxiais cíclicos à flexão sob carga axial constante. Segundo “*RC Frames under Earthquake Loading – State of the Art Report*” (CEB, 1996), as amostras de testes disponíveis possuem configurações semelhantes aos ensaios realizados em vigas, tais como, ensaios de flexão em três pontos, com esforço axial (Atalay e Penzien, 1975; Priestley e Park, 1987), pilares em consola encastrados numa base de betão (Otani e Cheung, 1981), (Bousias et al., 1992; Saatcioglu e Ozcebe, 1989), etc.), assemblagens de vigas (fortes) - pilares (fracos) (Park, Priestley e Gill, 1982; Rabbat et al., 1986). Os estudos Japoneses focaram mais o uso de provetes duplamente encastrados com um ponto intermédio de inflexão ((Kenkyūjo, 1976; Kenkyūjo, 1978; Kobayashi et al., 1984), etc)

Em CEB (1996) apresenta-se um conjunto de conclusões obtidas pela análise dos testes mencionados anteriormente, focando-se principalmente no efeito do esforço axial no comportamento inelástico à flexão dos pilares. Essas conclusões são resumidas em seguida.

- Durante a fase final de descarga, compreendida entre o momento em que é atingido o ponto de cedência e a primeira fase de carregamento no sentido oposto, verifica-se que a força axial de compressão contribui para a diminuição da abertura das fendas. Deste modo, durante o ciclo de carregamento, em nenhum local ao longo da secção transversal se verifica a abertura de fendas, sendo que as tensões provocadas pelos momentos não são suportadas apenas pela armadura resistente. Logo, os resultados dos testes não evidenciam o efeito de aperto (*pinching*) nas curvas histeréticas, que muitas vezes se verifica no comportamento de vigas com reforços simétricos e esforço axial zero.
- A degradação da resistência quando os provetes estão sujeitos a carregamentos cíclicos, aumenta consideravelmente com o valor do esforço axial normalizado, v , especialmente quando v se aproxima do seu valor do ponto de balanceamento (cerca de 0.4). Porém o efeito negativo do esforço axial é contrabalançado pelo efeito de confinamento do núcleo de betão. O efeito do confinamento é tão importante que uma coluna com estribos espaçados e barras longitudinais bem distribuídas transversalmente, cintados num canto por um estribo com um afastamento próximo ao longo do perímetro, mostra uma diminuição muito pequena da resistência, mesmo para valores médio-altos de v e mesmo depois da fragmentação e desprendimento do recobrimento de betão em torno do perímetro da secção transversal. Deste modo conclui-se que a ocorrência gradual ou repentina da rotura é afetada pelo valor do esforço axial e pelo grau de confinamento, da mesma forma que a resistência diminui durante os deslocamentos transversais cíclicos. (Fig. 3.1 e Fig. 3.2)
- À medida que o valor da profundidade da zona comprimida da seção transversal aumenta, com o aumento do esforço axial reduzido, v , a extensão axial da coluna diminui. Para valores de v próximos do ponto de balanceamento, o valor da profundidade da zona à compressão ainda pode ser superior a 0,5, quando as variações transversais são acompanhadas por um encurtamento, em vez de uma extensão axial da coluna.
- Para valores baixos de v , a acumulação das tensões de tração inelásticas na armadura resistente e a variação das tensões residuais nas armaduras devido aos ciclos de deslocamentos transversais provoca um aumento da extensão do elemento, o que pode mesmo ultrapassar o encurtamento causado pela aplicação apenas da carga axial Fig. 3.3 a). Para valores de v superiores a 0,1 (cerca de 0,15), observa-se o contrário, em vez de aumentar se verificar um aumento da extensão devido a carregamentos transversais cíclicos, regista-se um encurtamento gradual do pilar Fig. 3.3 a). Podem ser apontadas as características que justifiquem este encurtamento, tais como, a fragmentação e a degradação gradual do betão em compressão, o

que aumenta as tensões de compressão que se desenvolve na secção transversal apenas sob o carregamento axial e, para valores médios altos do v , verifica-se uma acumulação da tensão residual inelástica de compressão na armadura, em vez de tensões à tração (Bousias et al., 1992).

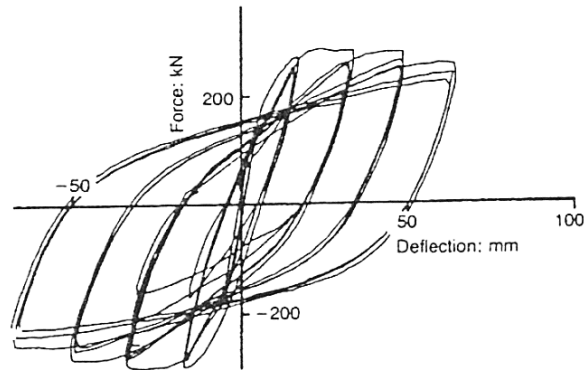
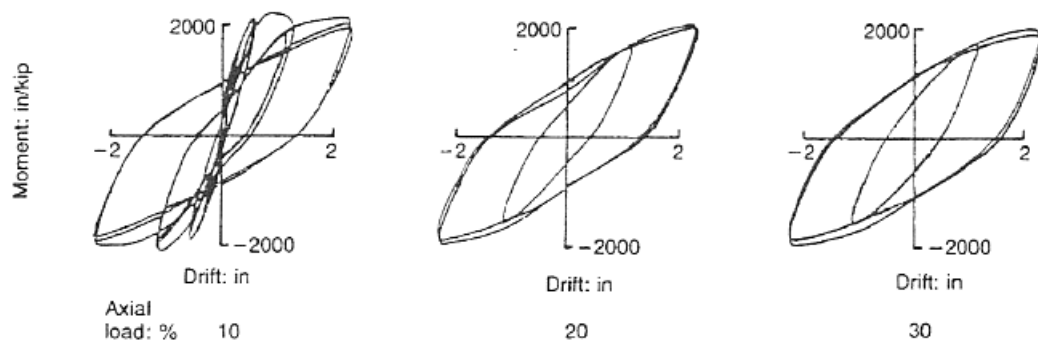
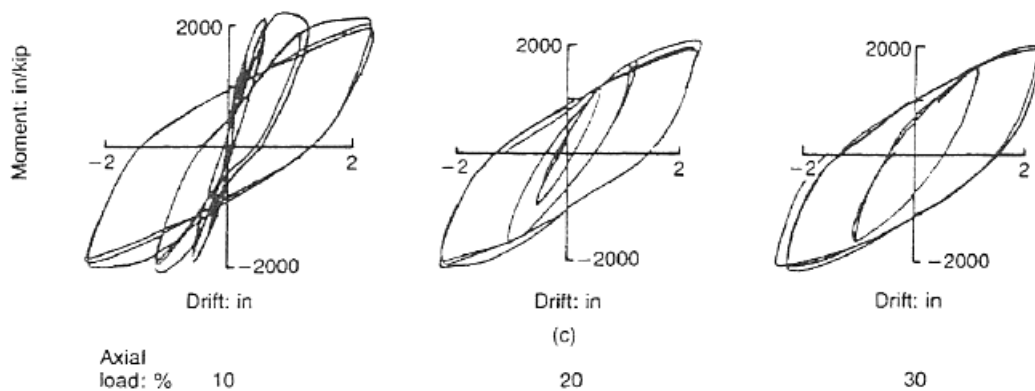


Fig. 3.1- Saatioglu e Ozcebe (1989) Teste D4: Curva representativa da força-deslocamento para provetes com secção transversal e armadura resistente simétrica sujeitos a carregamentos laterais com carga axial constante (CEB, 1996).



a)



b)

Fig. 3.2- Efeito do confinamento nos pilares a) provete LC4 confinamento=1.6% b) provete LC1 confinamento=3.19% ((Rabbat et al., 1986) e (CEB, 1996)).

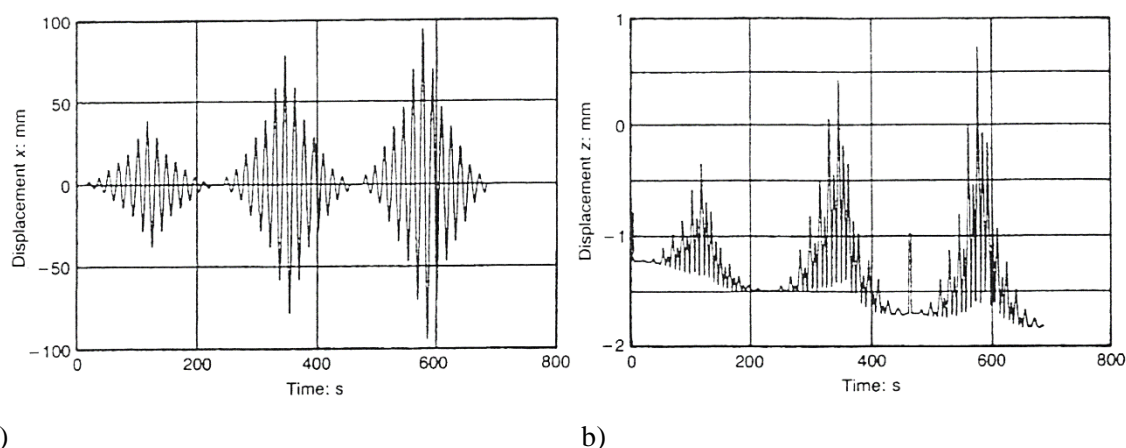


Fig. 3.3- Teste D4: Gráfico das deformações axiais dos pilares devido a carregamentos uniaxiais à flexão com carga axial constante a) deslocamentos transversais, b) deformação axial ((Bousias, 1993; Bousias et al., 1992); (CEB, 1996))

3.3.COMPORTAMENTO DE PILARES SOB FLEXÃO UNIAXIAL COM ESFORÇO AXIAL VARIÁVEL

Tal como nos ensaios mencionados anteriormente, para a avaliação do comportamento de pilares sujeitos a flexão uniaxial com esforço axial variável foram utilizados provetes e configurações bastante idênticas às utilizadas no estudo de vigas.

Os momentos globais induzidos em estruturas bidimensionais, devidos a carregamentos laterais, são convertidos em esforços axiais de compressão nos pilares de um dos lados da estrutura e em esforços de tração axiais na extremidade oposta da mesma. Como foi mencionado no CEB (1996), estes esforços são maiores nos pilares que se encontram na extremidade da estrutura, mais precisamente nos troços dos pilares compreendidos entre os andares mais baixos. O desenvolvimento de um mecanismo nas extremidades das vigas em todas as ligações e andares da estrutura, induzidos pelos momentos provocados na aplicação dos carregamentos horizontais, provoca um limite máximo na variação dos esforços axiais nos pilares. No entanto, dependendo da magnitude relativa das ações laterais, das cargas gravíticas e das dimensões dos elementos estruturais, a variação de esforços axiais no pilar, durante a resposta cíclica, pode afetar significativamente o comportamento inelástico dos pilares. Por esta razão, houve uma crescente preocupação na realização de trabalhos experimentais em pilares sujeitos a carregamentos de flexão uniaxial cíclica sob esforço axial variável. Porém, devido às dificuldades óbvias de tais testes, o volume de resultados de ensaios disponíveis sob várias forças axiais não é proporcional à sua relevância e importância (CEB, 1996).

Autores como Gilbertsen e Moehle (1980), Kreger e Linbeck (1986), Abrams (1987) e Li, Aoyama e Otani (1988) realizaram diversos testes de flexão uniaxial sob variação do esforço axial. De seguida enumera-se as principais observações recolhidas na análise dos ensaios mencionados (CEB, 1996).

Através dos diagramas de interação entre o esforço axial e os momentos fletores resultantes dos testes realizados sob esforço axial constante, foi possível observar que os momentos de cedência e os momentos resistentes sob carregamento monótono, bem como as ordenadas das curvas histeréticas sob carregamento cíclico, aumentam com o valor do esforço axial de compressão. O mesmo aconteceu para a rigidez, durante o período compreendido entre o carregamento inicial, a descarga e recarga, pois quanto maior é a força de compressão axial, maior é a profundidade da zona comprimida e, consequentemente, maior é a contribuição do betão para a rigidez global. Devido ao efeito da variação

do esforço axial em torno de um valor médio, proporcional ao momento fletor, verifica-se uma evolução gradual na rigidez. Com a diminuição do descarregamento e posterior recarga inicial, a força axial varia até ao ponto em que é produzido um efeito de reforço no momento em que se regista o aumento da força axial com o aumento do momento (Fig. 3.4 b)) É ainda possível que o efeito do aumento do reforço provocado pelo crescimento da compressão axial seja mais predominante devido ao alívio provocado pelo aumento da força transversal. (Fig. 3.4 c))

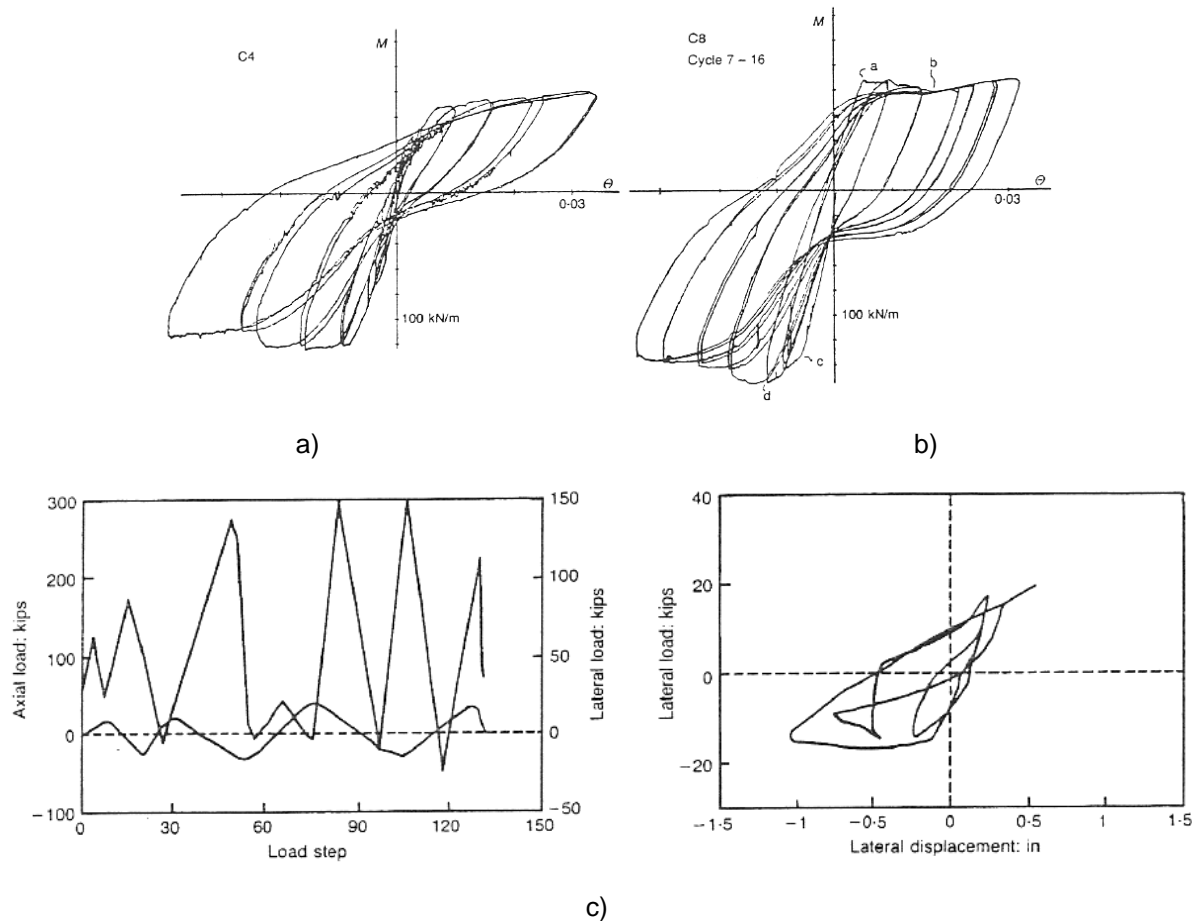


Fig. 3.4- Curvas momento-rotação de provetes de betão armado com secção transversal e armadura simétricas sujeitas a flexão uniaxial cíclica sob esforço axial variável: a) teste C4 (Abrams, 1987); b) teste C8 (Abrams, 1987); c) Kreger e Linbeck (1986) (CEB, 1996)

Se a flexão axial varia de acordo com o momento e não com o deslocamento, verifica-se que esforço se mantém essencialmente constante depois de atingido o ponto de cedência Fig. 3.4 a), quando sujeito a um carregamento inicial ou quando inicia a recarga num ciclo. Neste caso, observa-se que para diferentes valores de esforço axial máximo (constantes), nas duas direções de carregamento, ocorre a cedência dos pilares para diferentes valores de momento (Fig. 3.4 a)), sendo que depois de verificado o comportamento inelástico do elemento a envolvente segue aproximadamente a envolvente correspondente ao esforço axial constante (Fig. 3.4 a)) Se, pelo contrário, o esforço axial varia em torno do seu valor inicial sob um deslocamento transversal, verifica-se uma diminuição na curva do momento-rotação representada na Fig. 3.4 b) através do ponto b. Esta diminuição verificada na envolvente representa a um decréscimo no valor do momento de cedência à medida que são aumentados os carregamentos laterais. A diminuição da força é mais acentuada com o aumento do valor do deslocamento transversal, se a força axial variar proporcionalmente a este último, Fig. 3.4 b).

A grande degradação da força é uma manifestação da antecipação da rotura, numa das direções de carregamento cíclicos, em que o esforço axial aumenta com o deslocamento transversal. Na outra direção de carga, o aumento do esforço axial com o deslocamento, após atingido o ponto de cedência, faz o momento resistente aumentar ainda mais, como mostra Fig. 3.4 b) onde a curva de resposta momento-rotação exibe um aumento significativo da rigidez.

3.4.COMPORTAMENTO DE PILARES SOB FLEXÃO BIAIXIAL COM ESFORÇO AXIAL CONSTANTE

Como referido anteriormente, os resultados experimentais disponíveis para carregamentos biaxiais à flexão e carregamento axial constante são mais limitados do que os resultados disponíveis para carregamentos uniaxiais à flexão, apesar de terem sido realizados durante um período aproximado de 30 anos (Rodrigues, 2012). No entanto, pode ser encontrada bibliografia que relata ensaios realizados num período de quase três décadas, alguns quais serão detalhados em seguida.

Takizawa e Aoyama (1976) realizou uma série de cinco ensaios executados controlando as condições de deslocamento, com força axial nula. O primeiro teste foi realizado como teste de controlo, recorrendo a um carregamento uniaxial com esforço axial constante. No segundo teste, o deslocamento foi imposto segundo a diagonal da secção transversal, a 45° dos lados da secção. No terceiro teste, foi aplicado inicialmente um carregamento uniaxial num dos lados da secção transversal e depois de atingida a cedência inicial foi aplicado o segundo carregamento na direção paralela da secção transversal, apresentando uma lei com um formato similar a um losango, visto que possui uma rotação de cerca de 45° com os lados da secção transversal. Neste ensaio foram aplicadas três leis de deslocamentos diferentes, dos quais os dois mais baixos ocorreram duas vezes. No quarto ensaio foi seguida uma lei biaxial quadrada, com deslocamentos paralelos aos lados do pilar, sendo que devido a imprecisões na aplicação dos deslocamentos os quadrados sofreram um desvio, não ficando paralelos aos eixos, apresentado uma forma de quadriláteros (Fig. 3.5). No último ensaio realizado, foi adotada uma lei alternada, na qual os ciclos uniaxiais foram aplicados alternadamente nas duas direções ortogonais da secção transversal.

Através da análise dos gráficos de forças transversais biaxiais aplicadas no terceiro e quarto ensaios, estes apresentaram-se como sendo quase quadrados, apesar de no terceiro ensaio estar ligeiramente rodado (45°), exibindo duas características interessantes. Numa primeira observação, verifica-se que os dois primeiros ciclos de cada ensaio tendem em agrupar-se numa só lei (quadrado ou losango), enquanto o terceiro ciclo possui quase o dobro do tamanho. Ou seja, como o ponto de cedência foi atingido durante o carregamento uniaxial virgem, verifica-se um comportamento elasto-plástico durante os ciclos posteriores. Outra característica interessante foi verificada pela observação dos gráficos de forças quando comparados com os gráficos de deslocamentos denotando-se uma rotação de cerca de 15° a 20° em relação à direção do carregamento aplicado. Esta rotação verifica-se porque, quando o deslocamento na direção ortogonal é praticamente constante, a força necessária para manter constante esse deslocamento no caso de ocorrer alteração do deslocamento imposto na outra, leva a que seja maior a força necessária para impor esse último deslocamento. O efeito da aplicação deste tipo de carregamento induz a uma descarga quase vertical nas curvas de força-deslocamento, que aumenta o nível de energia dissipada em cada ciclo de carga e descarga (Fig. 3.5 c) e d)) (CEB, 1996).

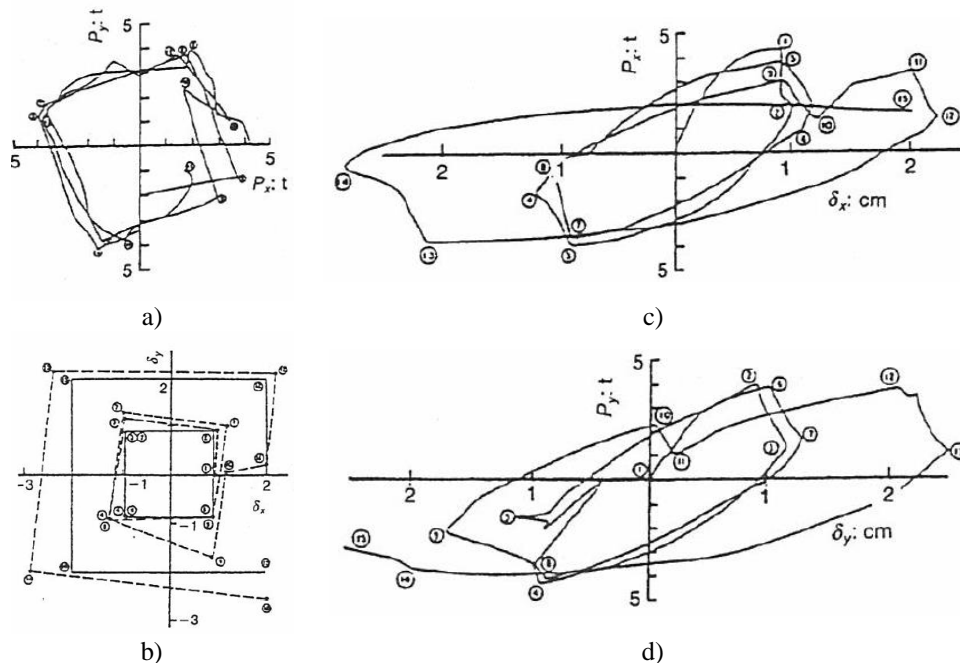


Fig. 3.5 - Teste N°4: a) envolvente de forças aplicadas b) lei de deslocamentos imposta c) e d) curvas histeréticas nas duas direções principais ((CEB, 1996) e (Takizawa e Aoyama, 1976))

Estas características também foram reportadas por Otani, Cheung e Lai (1980), que realizaram quatro ensaios cíclicos biaxiais, designados por SP4, SP6, SP7 e SP8. Os ensaios SP3 e SP5 foram realizados com flexão cíclica uniaxial para comparação com os resultados obtidos do ensaio SP4 e SP6, sendo que os provetes utilizados nos ensaios uniaxiais foram dimensionados segundo as recomendações dos regulamentos que exigem o sobredimensionamento dos elementos em corte para que, deste modo, a rotura se dê por flexão. No caso dos provetes ensaiados biaxialmente, o dimensionamento foi realizado para que o elemento possuisse igual resistência ao corte e à flexão.

A observação da resposta obtida nos ensaios, Otani, Cheung e Lai (1980) veio reforçar os resultados obtidos nos ensaios realizados por Takizawa e Aoyama (1976). Este autor verificou, na lei de forças biaxiais quadrada, o comportamento elasto-plástico esperado nos pilares de betão armado, para os quais depois de atingido o porto de cedência, os quadrados, correspondentes a cada ciclo, tendem em agrupar-se num só. Na lei de deslocamentos quadrada existia perda de força e rotação na curva de forças relativa à mudança de direção de aplicação dos deslocamentos, concluindo que o acoplamento inelástico entre as duas direções ortogonais é bastante importante. De facto, foi possível concluir-se que a degradação da resistência e rigidez do provete depende do efeito global de uma série de deslocamentos uniaxiais, aplicados somente numa direção ou parcialmente nas duas direções ortogonais (Fig. 3.6) (CEB, 1996).

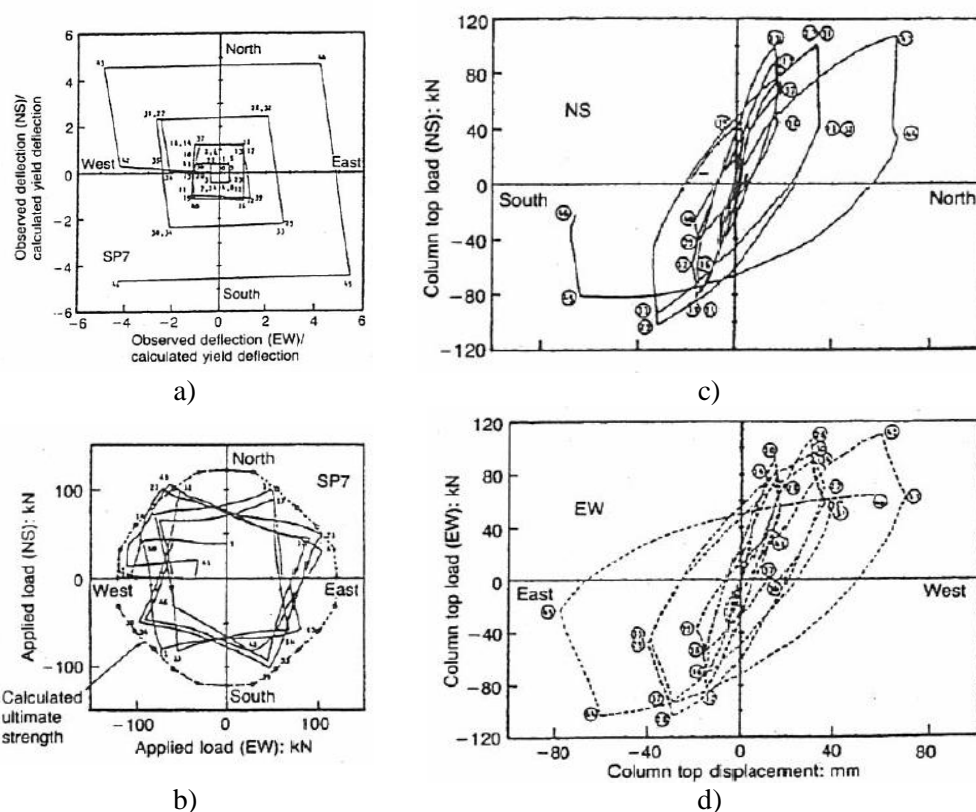


Fig. 3.6 - Teste SP7: a) lei de deslocamentos imposta b) envoltória de forças aplicadas c) e d) curvas histeréticas nas duas direções principais ((CEB, 1996) e (Otani, Cheung e Lai, 1980))

Saatcioglu (1984) e Saatcioglu e Ozcebe (1989) apresentaram dois ensaios biaxiais em pilares com seção quadrada, equivalentes àqueles usados para os testes uniaxiais com carga axial nula, constante e variável, classificados como U e D. Os primeiros ensaios uniaxiais (U) foram realizados seguindo um dos eixos da seção e os segundos são uniaxiais (D) na diagonal da seção, sendo considerados equivalentes ao carregamento biaxial na seção global dos pilares. Nos testes designados por D, as componentes de força e deformação ao longo dos lados da seção são iguais a $\sqrt{2}/2$ vezes a resultante da diagonal da força ou deslocamento ao longo da diagonal, os resultados dão a impressão de uma redução na resistência, rigidez e energia dissipada em relação aos ensaios uniaxiais (CEB, 1996). Considerando a resultante de força e deslocamento analisado na direção do carregamento efetuado, as curvas histeréticas das séries D mostram um comportamento similar aos das séries U, com a mesma ou superior, resistência, deformabilidade e capacidade de dissipação de energia. Desta forma foi possível constatar que os provetes equivalentes da série B (B1 e B2), ensaiados em 1989, que foram sujeitos a um carregamento verdadeiramente biaxial, têm o mesmo comportamento nas duas direções.

Os ensaios biaxiais designados por B1 e B2, foram realizados impondo deslocamentos com leis elípticas em que o semi-eixo maior da elipse equivalia ao dobro do semi-eixo menor, sendo o comprimento imposto no semi-eixo maior equivalente a múltiplos do deslocamento de cedência do ensaio uniaxial. Em cada deslocamento elítico, foram efetuados três ciclos no sentido dos ponteiros do relógio. À medida que a amplitude de deslocamentos aumentava, as curvas histeréticas exibiram uma forma mais arredondada, característica de um desfasamento (*phase-lag*) entre a força resultante e o vetor deslocamento. A conclusão de que o desfasamento (*phase-lag*) origina maior dissipação de energia é consistente com a observação de que as curvas histeréticas em cada direção são mais arredondadas do que as curvas observadas no carregamento uniaxial, mostrando que o aumento da dissipação de energia é devido à interação entre os carregamentos biaxiais.

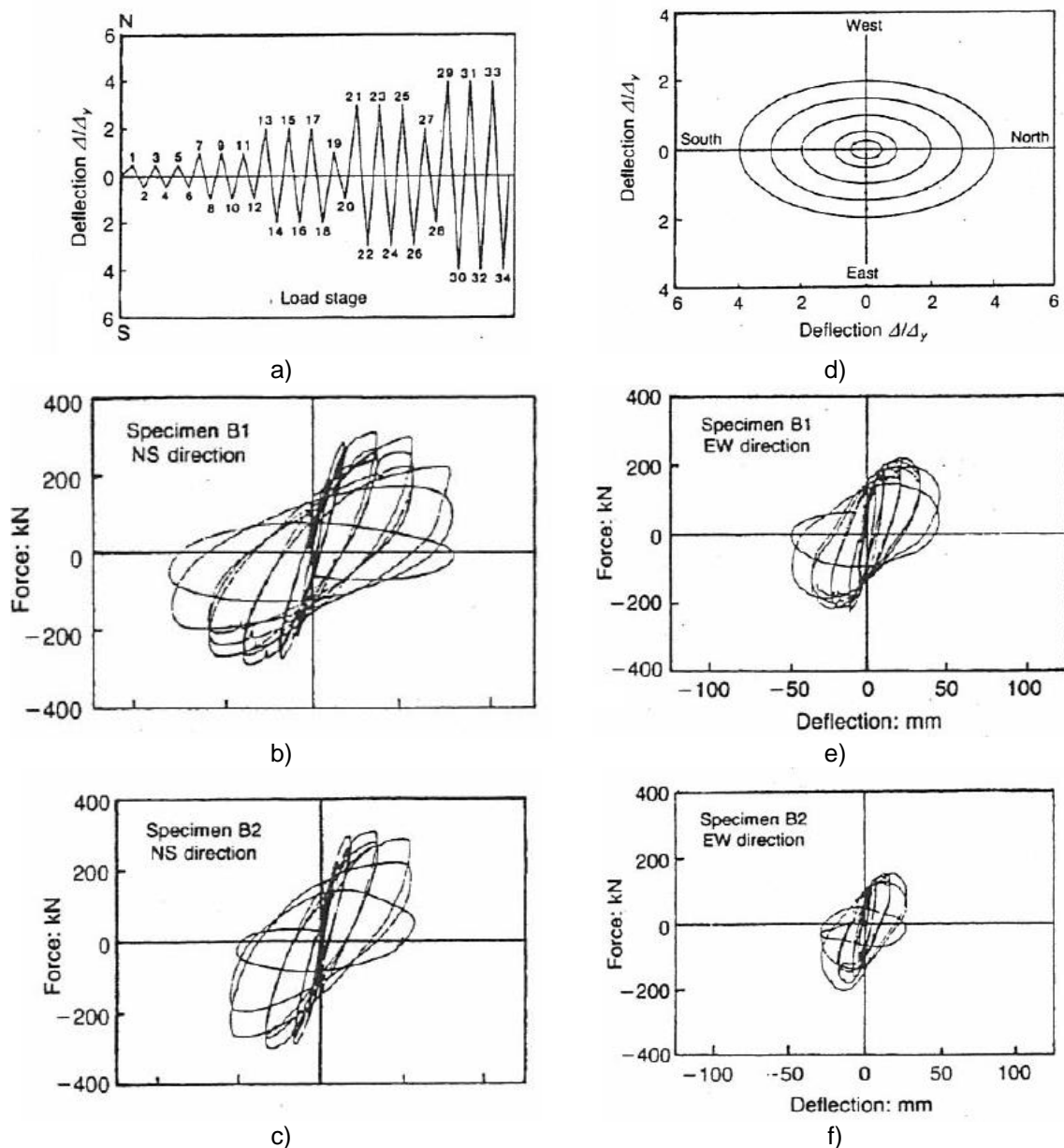


Fig. 3.7 - Teste B1,B2: Carregamentos biaxiais com esforço axial constante: a) e d) história temporal do deslocamento imposto; b) e e) curvas de resposta força-deslocamento do teste B1; c) e f) curvas de resposta força-deslocamento do teste B2 (CEB, 1996; Saatcioglu e Ozcebe, 1989)

Li, Aoyama e Otani (1988) realizaram um único teste biaxial sob esforço axial constante num provete com seção quadrada, similar aos dois testados como controlo no carregamento uniaxial à flexão sob esforço axial constante e variável. A lei de deslocamento utilizada para estes ensaios consistiu em dois quadrados ligados, em forma de 8 (Fig. 3.8 a)), com o seu eixo longo direcionado sobre a diagonal da secção do provete. Para cada deslocamento foram aplicados quatro ciclos, tendo sido o primeiro e o terceiro ciclos impostos no sentido contrário dos ponteiros do relógio, enquanto o segundo e o quarto ciclos seguiam a outra diagonal da secção, tendo sido impostos no sentido dos ponteiros do relógio.

Através da resposta obtida nos testes, observou-se que as curvas histeréticas destes ensaios apresentavam uma quebra de força para um deslocamento contante também, que é típica quando o deslocamento na direção ortogonal volta a zero. Este facto também foi verificado por Takizawa e Aoyama (1976) e Otani, Cheung e Lai (1980). Para além da quebra verificada nas curvas histeréticas,

ao longo dos eixos principais, as curvas apresentam uma forma mais ampla do que os resultados obtidos nos ensaios uniaxiais, apontando para maior dissipação de energia.

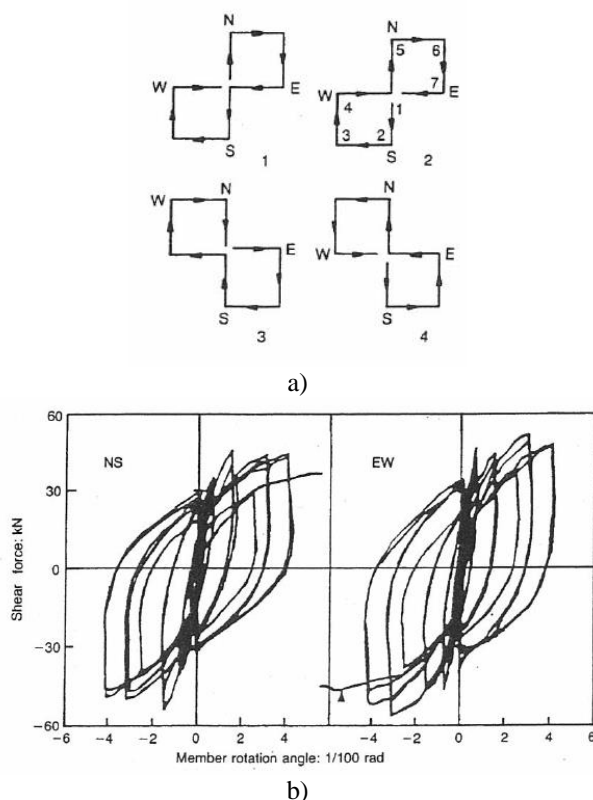


Fig. 3.8- Resultados dos testes de carregamento biaxial sob esforço axial constante Li, Aoyama e Otani (1988) ((CEB, 1996))

Low e Moehle (1987) realizaram os primeiros testes biaxiais em pilares de betão armado com secção transversal retangular e características de rigidez e resistência desiguais nas duas direções principais de flexão, denominados provetes 2 e 3 (Fig. 3.9). Os resultados obtidos nos ensaios dos provetes 2 e 3 foram posteriormente comparados com o provete 1 ensaiado uniaxialmente (CEB, 1996).

O ensaio do provete 2 acaba por ser semelhante ao da série D ensaiado por (Saatcioglu e Ozcebe, 1989), visto que foram realizados com os deslocamentos biaxiais controlados para que flexão estivesse eficazmente restringida ao plano a 45° da direção de menor inércia e a 7.5° da diagonal da secção transversal do provete. Deste modo, tal como nas séries D, as curvas histeréticas nas duas direções de flexão apresentaram uma redução na resistência e deformabilidade que não era tão aparente nas curvas uniaxiais. Importa salientar que, devido à diferença de rigidez e resistência entre as duas direções principais, a força resultante não está a 45° com as duas direções principais da secção, tal como a resultante dos deslocamentos, mas está mais próxima do eixo de maior inércia da secção (CEB, 1996). O terceiro ensaio desta série seguiu uma lei em folha de trevo semelhante à utilizada por Li, Aoyama e Otani (1988), sendo que neste caso após o traçado do primeiro quadrante, a lei de carga segue para o quarto quadrante, em vez do terceiro como foi utilizado no ensaio de Li, Aoyama e Otani (1988).

Neste ensaio, concluiu-se que, apesar as curvas histeréticas do eixo de maior inércia serem similares às curvas resultantes da lei em quadrado normal, a energia dissipada na direção transversal, quando aplicada a lei em folha de trevo era o dobro, pois para cada envolvente quadrada havia dois sentidos na direção ortogonal. Assim, como no ensaio foram traçados, no total, quatro quadrados, a energia dissipada aumenta aproximadamente para o dobro para a direção de menor inércia.

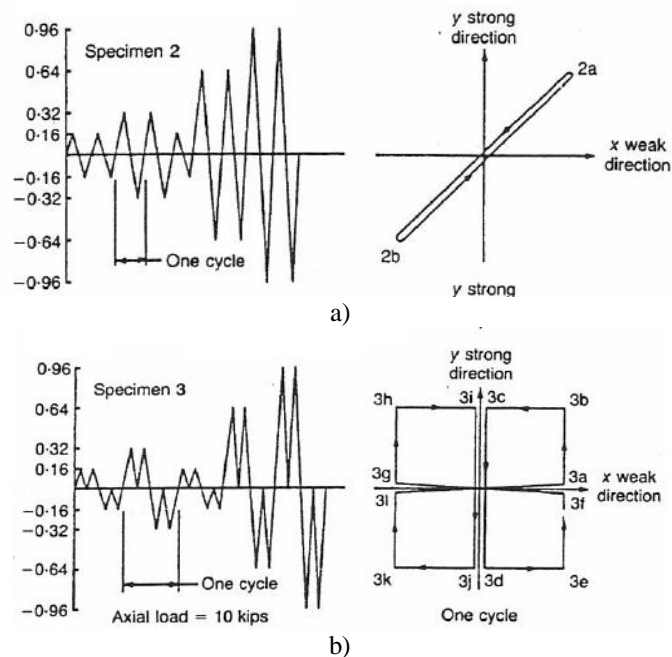


Fig. 3.9 - Histórias e padrão de deslocamentos utilizados nos testes de carregamento biaxial sob esforço axial constante de Low e Moehle (1987): a) provete 2-diagonal e b) provete 3 em forma de trevo (CEB, 1996)

O estudo realizado por Bousias et al. (1992) e Bousias (1993) não focou o efeito da lei de carregamento, não repetindo os ensaios anteriores, mas utilizou uma lei de deslocamentos controlados na direção transversal. Para isso foram ensaiados doze provetes, sendo que os últimos não têm interesse (nesta secção) por serem ensaios com carga axial variável. O primeiro ensaio S0 foi apenas ensaiado à flexão uniaxial cíclica de controlo e todos os restantes seguiram variadas leis de comportamento. O estudo evidenciou a relação significativa entre as três direções principais de carregamento. Através dos ensaios realizados, foi possível verificar que a interação entre as duas direções induz uma redução na resistência e na rigidez em cada uma das direções transversais, quando comparados com o carregamento separado em cada direção; no entanto aumenta a dissipação de energia.

Paulay e Priestley (1992) também realizaram ensaios biaxiais, mas em provetes de secção circular e aplicando carga axial elevada com o intuito de simular o comportamento de pilares de pontes. Tal como foi verificado em todos os estudos, observou-se maior degradação de rigidez, resistência e energia dissipada em comparação com os padrões de deslocamentos uniaxiais (Bayrak, 1998).

Qiu et al. (2002) realizaram uma campanha experimental em que a primeira série de provetes, com secção 0.2m x 0.2m e 1.2m de altura, consistia em sete ensaios, dos quais seis de flexão biaxial com diferentes leis de carregamento (Fig.3.10) (Granja, 2010).

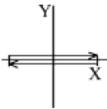
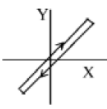
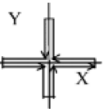
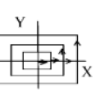


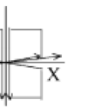
Specimen	RC -0	RC-1	RC-2	RC-3	RC-4	RC-5	RC-6
Load path							
f_c (N/mm ²)	39,6	40,9	37,7	37,5	38,9	38,2	34,8
Axial Load N (kN)	350	350	350	350	350	360	300
$N/A_c f_c$	0,228	0,210	0,228	0,229	0,221	0,230	0,211

Fig. 3.10 - Padrões de deslocamentos dos ensaios realizados ((Qiu et al., 2002) e (Granja, 2010))

A interação da deformação observada sob carregamento biaxial imposto diminuiu a força biaxial aplicada e a capacidade de dissipação de energia. De acordo com os resultados obtidos, apesar da dissipação de energia estar estritamente relacionada com a intensidade e posição do carregamento, o parâmetro de energia de um provete sob carregamento biaxial é aparentemente maior do que no caso do carregamento unidirecional. Os danos verificados nos provetes sob carregamento biaxial são superiores aos verificados sob carregamento uniaxial, o que coincide com a redução da capacidade de deformação plástica (Granja, 2010; Rodrigues, 2012).

Tsuno e Park (2004) realizaram testes biaxiais cíclicos em dois pilares de betão armado, com secção quadrada e dimensionados pelas especificações japonesas (Granja, 2010; Sato, Yoshimura e Tsumura, 1994; Tsuno e Park, 2004). Através deste estudo, foi possível concluir que o comprimento da rótula plástica tende para valores teóricos depois de aplicados alguns carregamentos cíclicos e não é afetado pelo carregamento bidirecional (Rodrigues, 2012; Tsuno e Park, 2004). Outra característica interessante observada nos resultados obtidos, foi o facto de os deslocamentos máximos dos pilares num carregamento bidirecional cíclico serem menores do que os deslocamentos registados para o mesmo pilar sob carregamento unidirecional, evidenciando-se uma maior degradação do pilar com uma energia dissipada muito baixa. Com o aumento da amplitude de deslocamentos, a capacidade de dissipação de energia do pilar até ao estado último é a mesma tanto para carregamentos unidireccionais como para carregamentos bidireccionais, significando que o carregamento biaxial não afeta a capacidade total de dissipação de energia da coluna até atingir a rotura. Apesar desta ultima conclusão concordar com os resultados obtidos por Ohno e Nishioka (1984), estes resultados estão em confronto com os ensaios realizados por Qiu et al. (2002).

Finalmente Bechtoula, Kono e Watanabe (2005) realizou ensaios com o objetivo de avaliar os parâmetros que influenciam o desempenho sísmico de pilares de betão armado nas zonas onde se verificam a formação de rótulas plásticas, Foram testados oito pilares de pequena escala e oito pilares de grande escala, utilizando um macaco hidráulico de 2000 KN para a aplicação da carga axial e dois atuadores hidráulicos para a aplicação de forças horizontais de 500 KN. Alguns ensaios decorreram com dois níveis diferentes de carga axial constante e outros com carga axial variável. Através da observação dos resultados obtidos nos testes, é claramente evidenciada a influência que o carregamento bidirecional teve na envolvente das curvas assim como na progressão do dano. Os danos observados nos pilares de grande escala foram muito mais graves do que os observados nos pilares de pequena escala. Relativamente aos comprimentos das rótulas plásticas obtidos nos ensaios sob carga axial constante, estes variam entre 0.5 e 1.5 da altura da secção dos provetes.

3.5.COMPORTAMENTO DE PILARES SOB FLEXÃO BIAXIAL COM ESFORÇO AXIAL VARIÁVEL

A variação da força axial durante um sismo pode alterar drasticamente a resistência, rigidez e a capacidade de deformação última, bem como as propriedades histeréticas da secção de betão armado. Tais variações podem ocorrer devido à componente vertical da ação sísmica, ou como já foi referido no capítulo 3.2., nos pilares das extremidades da estrutura devido a variações nos momentos aplicados (Rodrigues, Furtado e Arêde, 2015). Várias publicações (Bonet, Barros e Romero (2006); CEB (1996); Sfakianakis e Fardis (1991)) referem que a variação no esforço axial, combinado com a ação horizontal cíclica, afeta significativamente a resposta inelástica dos pilares.

Rodrigues et al. (2013a) sustenta que, devido a dificuldades na realização dos ensaios, é muito reduzido o número de pilares testados sob deslocamentos bidirecionais e esforço axial variável. Esta lacuna de resultados experimentais não permite aos investigadores tecer fortes conclusões sobre a relação existente entre o comportamento biaxial à flexão e a variação da força axial.

Para uma melhor compreensão da influência do carregamento biaxial sob carregamento axial constante, serão referidos em seguida alguns dos trabalhos experimentais realizados até ao momento.

Li, Aoyama e Otani (1988) e Low e Moehle (1987) evidenciaram pela primeira vez os efeitos da variação do esforço axial na flexão uniaxial e biaxial (CEB, 1996). Através da análise dos resultados experimentais, descobriram que a variação da carga axial, em simultâneo com forças transversais, leva a um aumento da rigidez e da resistência, sendo que a degradação da resistência é maior para valores da carga axial elevados e também diminui quando os valores das forças axiais diminuem.

Bousias et al. (1992); Bousias et al. (1995), através de testes realizados, encontrou uma forte relação entre a direção axial e transversal. Para níveis de esforço axial à compressão considerados relativamente baixos, as variações induzem uma extensão axial com uma magnitude aproximada da resultante do vetor. Para valores de à compressão baixos, com os ciclos de forças transversais ou variações causadas pelo gradual encurtamento na direção axial apenas sob carga axial, quando a rotura é eminente, observa-se um encurtamento. Como resultado da relação entre o esforço axial e ação transversal constante os ciclos de força axial abaixo do equilíbrio (Rodrigues et al., 2013a).

Bechtoula, Kono e Watanabe (2005) verificaram que a intensidade do esforço axial induz um pequeno efeito na envolvente da curva do segundo ciclo de força-deslocamento dos provetes ensaiados sob carregamento horizontal unidirecional com carga axial constante ou variável. O amortecimento equivalente aumenta com o aumento da força axial. Em pilares com esforço axial variável verifica-se um amortecimento equivalente ao comprovado em pilares sob esforço axial constante moderado e alto.

Através dos resultados reportados em Rodrigues et al. (2013a); Rodrigues et al. (2013b); Rodrigues et al. (2012), obtidos numa grande campanha experimental de pilares de betão armado, submetidos a carregamentos biaxiais horizontais sob carga axial constante, os autores concluíram que os efeitos do carregamento biaxial possuem uma importante influência na resposta de pilares de betão armado. Com este estudo, foram levantadas várias questões, em particular sobre o efeito da variação do esforço axial nos pilares sob solicitação biaxial.

Mais recentemente, Rodrigues, Furtado e Arêde (2015), realizaram uma campanha de testes, com o intuito de investigar uma das lacunas identificadas nos estudos anteriores, tendo procedido à avaliação do comportamento de seis pilares de betão armado sujeitos às mesmas condições de carregamento horizontal sob esforço axial variável. Assim, o efeito da variação do esforço axial foi avaliado ao longo de todo o ensaio experimental, em termos de evolução do dano, comportamento inelástico global, degradação da rigidez, da capacidade resistente dos pilares e da energia dissipada. Também foram feitas algumas comparações com os resultados descritos em Rodrigues et al. (2013a), Rodrigues

et al. (2013b) e Rodrigues et al. (2012), realizados nas mesmas condições de carregamento horizontal mas sob esforço axial constante.

Como resultado desta campanha de ensaios, os autores identificaram um conjunto de características comportamentais interessantes, que se reportam em seguida.

A variação do esforço axial combinada com o carregamento biaxial horizontal possui efeitos significativos no comportamento não linear e na capacidade resistente dos pilares. Em segundo lugar verifica-se que a rigidez inicial não é significativamente afetada pelo carregamento biaxial horizontal com a variação do esforço axial. Porém estas características de carregamento reduzem a resistência máxima dos pilares e a zona correspondente ao patamar de cedência, levando a uma degradação mais rápida da resistência, e naturalmente, a uma significativa redução da ductilidade última dos pilares. Também foi observado que cada estado de dano, para as condições de carregamento axial variável, ocorre para menores exigências de *drift* comparativamente aos correspondentes estados de dano para um esforço axial constante. A combinação do carregamento biaxial com o esforço axial variável leva a uma redução de aproximadamente 60% do *drift* para o qual cada estado de dano ocorre. A degradação da rigidez é significativamente afetada pelo esforço axial variável para diferentes trajetórias de carregamento adotadas, mas a degradação da rigidez apresenta um comportamento suave quando comparado com os ensaios realizados para esforço axial constante. Tal como foi inicialmente referido, também é observado que o carregamento biaxial pode introduzir maior dissipação de energia do que o carregamento uniaxial, embora este facto não tenha sido claramente confirmado.

Dado que a pesquisa se focou nos efeitos do esforço axial variável no comportamento histerético de pilares de betão armado sob carregamento biaxial horizontal, os autores concluíram que as significativas variações na resposta observada em termos de capacidade resistente dos pilares, na antecipação dos danos, na degradação da rigidez e resistência e na energia dissipada sugerem que os efeitos do esforço axial combinado com solicitação biaxial de flexão dos pilares são aspetos importantes, principalmente em pilares de canto, que não devem ser negligenciados.

3.6. CONCLUSÃO

Como se pode constar no presente capítulo, a resposta de pilares de betão armado é reconhecida como um tópico de grande importância a ser considerado em estruturas de edifícios existentes em zonas sísmicas, em particular porque envolve comportamento tridimensional, devido às características aleatórias dos sismos e das irregularidades dos edifícios.

Como se pode constatar da bibliografia apresentada, nem todos os estudos experimentais conduziram às mesmas conclusões, sendo que os diversos fatores que diferenciam os ensaios tornam muito difícil a sua comparação. No entanto, encontram-se certos aspetos comuns que evidenciam a importância da continuação do estudo do comportamento dos pilares sob ação sísmica, como é o caso da comparação da energia dissipada entre os ensaios uniaxiais e biaxiais e a evidente importância dos efeitos do esforço axial variável, na resposta dos pilares.

4

Casos de estudo

4.1. INTRODUÇÃO

De forma a atingir os objetivos definidos para o presente trabalho, foram selecionados três edifícios porticados de betão armado. As estruturas selecionadas foram dimensionadas no âmbito de investigações na área do dimensionamento sísmico de elementos estruturais, sendo que nem todas foram dimensionadas tendo por base as mesmas normativas. Todos os sistemas estruturais selecionados tinham sido alvo de diversos estudos realizados na área da engenharia sísmica.

Dois dos edifícios analisados foram alvo de estudos efetuados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e outro pelo *European Laboratory for Structural Assessment* (ELSA), do *Joint Research Centre* da União Europeia e Ispra, Itália (JRC-Ispra, Itália).

No início deste capítulo será feita a apresentação dos edifícios em estudo, envolvendo uma descrição detalhada da estrutura e dos critérios utilizados na sua modelação, de forma a potenciar um conhecimento mais profundo.

Após a apresentação dos casos de estudo aborda-se o programa utilizado na presente investigação e o tipo de análises que foram realizadas. Por fim será apresentada a modelação numérica realizada em cada edifício estudado.

4.2. ELSA FRAME

4.2.1. INTRODUÇÃO

No âmbito do programa de investigação sobre a resposta sísmica em estruturas de betão armado, como parte das atividades da *European Association of Structural Mechanics Laboratories* (EASML), foi dimensionada uma estrutura de alta ductilidade de acordo com as prescrições presentes no Eurocódigo 2 (EC2) (EC2, 2010) e Eurocódigo 8 (EC8) (EC8, 2010).

O sistema estrutural foi concebido de forma a ser testado no *European Laboratory for Structural Assessment* (ELSA) no JRC-Ispra, Itália, visando a comparação entre o comportamento real da estrutura e o comportamento esperado no dimensionamento e análise numérica.

O dimensionamento do sistema estrutural foi levado a cabo pelo denominado “*Reinforced Concrete Working Group*” do EASML, que numa primeira fase identificou as semelhanças e as diferenças entre os projetos e os métodos de análise utilizados nos dimensionamentos para resposta sísmica de edifícios em diferentes países europeus e realizou estudos numéricos tendo em consideração o projeto de edifícios com base, na época, nos rascunhos da norma EC2 (EC2, 2010) e EC8 (EC8, 2010). Também

foi tida em conta a não linearidade da estrutura, através de análises dinâmicas não-lineares com acelerogramas artificiais gerados com base no espectro elástico do EC8 (EC8, 2010).

Numa segunda fase o objetivo passou pela avaliação mais profunda do EC8 (EC8, 2010) e pela definição de indicadores de danos e critérios de rotura para zonas plastificadas dos elementos estruturais. Ao mesmo tempo foi dado mais ênfase aos ensaios experimentais, tanto em elementos estruturais como estruturas completas (Arêde, 1997).

O sistema estrutural do edifício ELSA Frame, foi dimensionado com as disposições construtivas presentes no EC8 (EC8, 2010), para garantir uma elevada classe de ductilidade e dissipação de energia, possuindo uma correspondência com um nível de exploração do comportamento não-linear da estrutura de betão armado. O dimensionamento foi baseado na filosofia do “*Capacity Design*”, viga-fraco pilar-forte, através do qual, se impõem na estrutura um determinado comportamento não-linear, definido à priori as zonas onde se pretende que esse comportamento ocorra, conferindo à estrutura adequadas condições de ductilidade e de capacidade de dissipação de energia. O dimensionamento efetuado obriga o dimensionamento dos pilares depois das vigas, garantindo que o momento resistente dos pilares seja obtido através do equilíbrio dos nós de confluência viga/pilar e a partir da capacidade resistente à flexão dessas mesmas vigas. Desta forma garante que se verifique o aparecimento de rótulas plásticas nas extremidades das vigas, melhorando a capacidade de dissipação de energia. Tal como demonstrado nos estudos realizados por Arêde (1997) e Negro (1994) onde se observa a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas do primeiro, segundo, terceiro e quarto piso e rótulas na extremidade inferior do troço dos pilares compreendidos entre o rés-do-chão e o primeiro piso.

O sistema estrutural dimensionado pelos critérios anteriormente referidos, foi denominado “ELSA Frame”.

4.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

O edifício ELSA Frame apresenta uma disposição em planta de 10m x 10m, sendo constituído por módulos de 4m x 5m e 6m x 5m, com uma altura de 12,50m, equivalente a 4 pisos (Fig. 4.1 e Fig. 4.2).

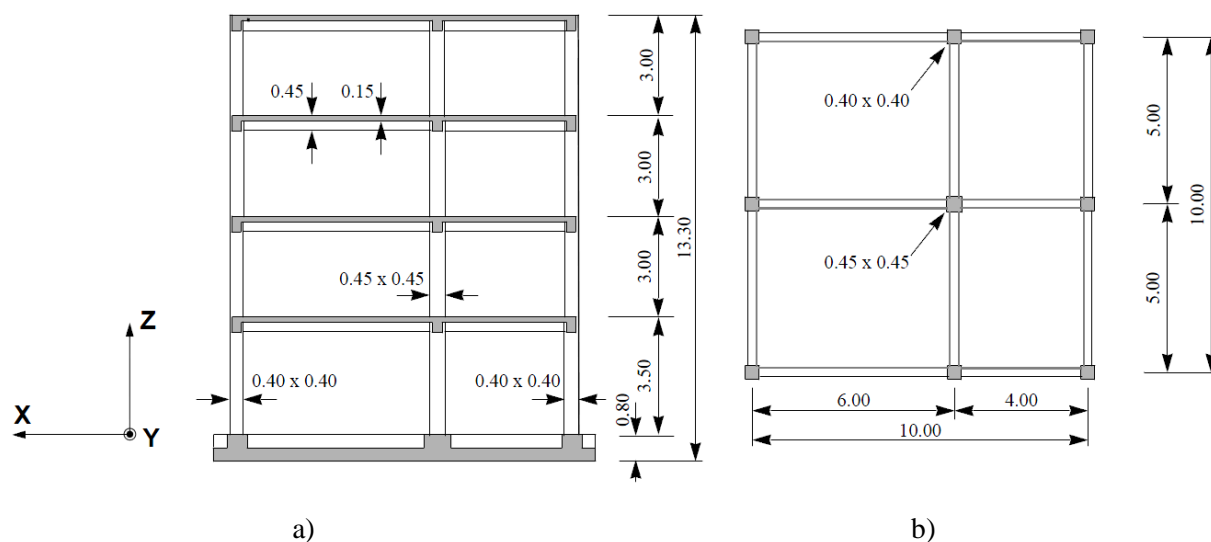


Fig. 4.1- Edifício ELSA Frame: a) Vista em perfil b) disposição em planta (Arêde, 1997)

A estrutura é simétrica na direção longitudinal (XX) com dois pórticos laterais idênticos entre si e um pórtico central mais resistente, espaçados de 5 em 5m (Fig. 4.1 e Fig. 4.2 a)). Na direção transversal a estrutura é assimétrica devido aos diferentes espaçamentos entre os pórticos transversais, levando a uma pequena irregularidade que foi introduzida para ter um edifício mais realista. Neste caso, o pórtico transversal central está afastado de 6m do pórtico mais à esquerda e de 4m do pórtico mais à direita (Fig. 4.1 e Fig. 4.2 b)).

O edifício consiste numa estrutura porticada em betão armado, constituída por pilares e vigas que dão apoio às lajes. Os pilares externos possuem uma secção de 0,40m x 0,40m e os centrais têm uma secção de 0,45m por 0,45m. Todas as vigas possuem uma altura de 0,45m e uma base de 0,30m, suportando a laje com espessura de 0,15m (Fig. 4.1). As secções transversais e respetivas armaduras dos pilares e vigas do edifício ELSA Frame podem ser consultadas no Anexo A.2.

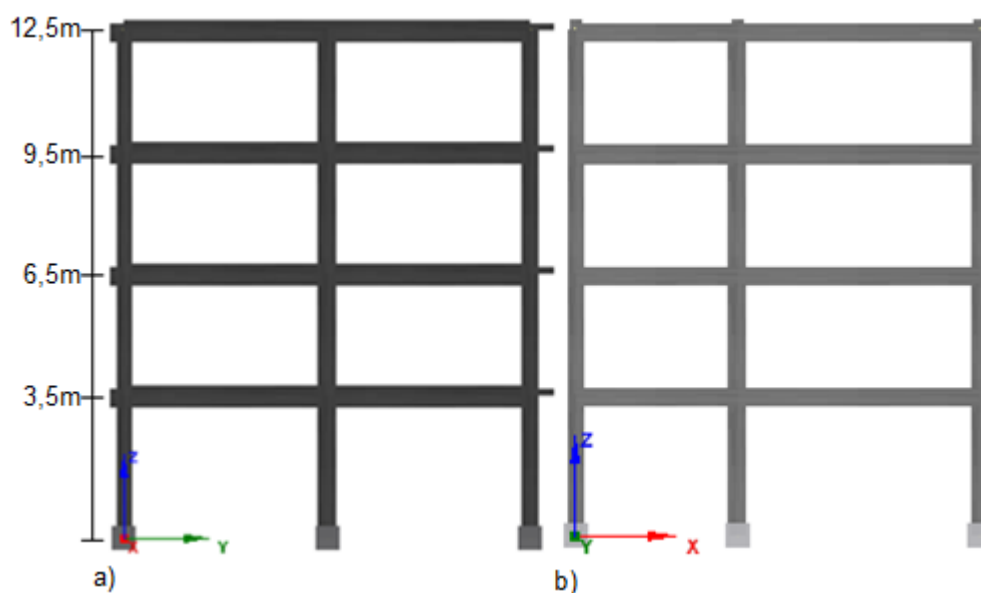


Fig. 4.2- Edifício Elsa Frame – a) Pórtico Longitudinal b) Pórtico transversal

O sistema estrutural descrito (Fig. 4.2) foi alvo de uma análise tridimensional, na qual foram estudadas, as direções principais, transversal e longitudinal.

4.3.EDIFÍCIO PT4

4.3.1. INTRODUÇÃO

Para proceder à aplicação das disposições presentes na regulamentação, relativa à ação dos sismos em edifícios comuns, foram dimensionados, pelo LNEC, vários edifícios-tipo de acordo com as prescrições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, de forma a auxiliar os projetistas no dimensionamento de edifícios (RSA, 1983). Nestes edifícios a determinação dos efeitos da ação sísmica foi baseada no RSA, o que permitiu a aplicação de forças equivalentes em cada um dos pisos do edifício, possibilitando assim o correto dimensionamento estrutural (Carvalho, 1984).

Foram analisados vinte e dois edifícios-tipo em betão armado de forma a cobrir uma vasta gama de sistemas estruturais correntemente utilizados. Dos edifícios anteriormente referidos foram escolhidos os de dois, quatro, seis e dezoito pisos, sendo que apenas a análise de edifícios com um número de pisos superior requeria um estudo de cálculo mais cuidado (Carvalho, 1984).

Uma das soluções estruturais dimensionada pelos critérios anteriormente referidos foi denominada “PT4” por ser um edifício porticado de 4 andares. O sistema estrutural é simples e prático, sem paredes de alvenaria. No estudo, foi considerando que o sistema se encontrava encastrado ao nível do rés-do-chão, sendo que esta foi uma idealização simplificada da ligação da estrutura do edifício ao terreno de fundação (Carvalho, 1984).

Como mencionado anteriormente, o sistema estrutural do edifício PT4, foi dimensionado segundo as disposições presente no RSA (RSA, 1983) e no REBAP (PORTUGAL–Leis, 1983), onde foi utilizada uma metodologia de dimensionamento direto, em que o comportamento em regime não linear não é prioridade. No entanto, o REBAP (PORTUGAL–Leis, 1983), preconiza algumas exigências que têm como base o conceito de “*Capacity Design*” através das estruturas com ductilidade melhorada, assumindo um conceito de ductilidade como princípio de conceção antissísmica, garantindo uma resposta mais eficaz em termos de resistência, permitindo a deformação plástica, dissipando a energia transmitida pelos sismos.

4.3.2.DESCRICÃO ESTRUTURAL PT4

O edifício PT4 consiste numa estrutura porticada em betão armado. Apresenta uma disposição em planta de 20m x 15m, sendo constituída por módulos de 4m x 5m, com uma altura de 12m, equivalente a 4 pisos (Fig. 4.3 e Fig. 4.4).

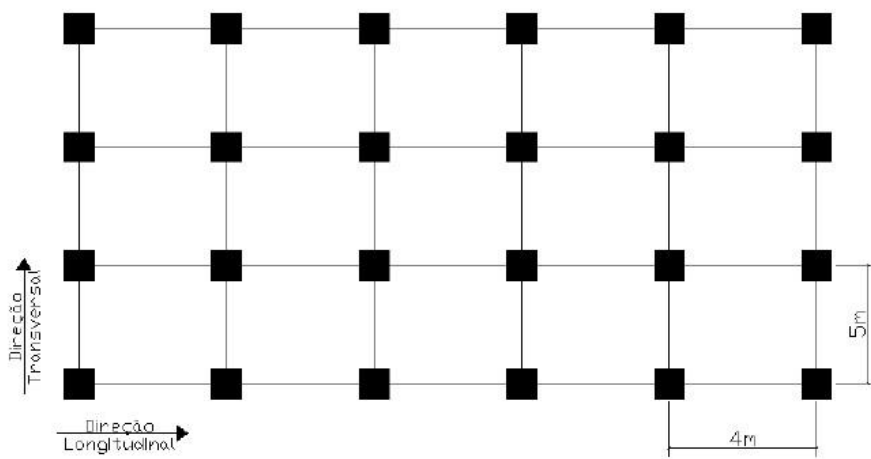


Fig. 4.3- Disposição em planta do Edifício PT4 e indicação dos pórticos estudados (Furtado, 2013).

A estrutura é simétrica em ambas as direções principais. Possui 4 pórticos, na direção longitudinal, espaçados de 5 em 5 metros, e 6 pórticos transversais espaçados de 4 em 4 metros, com um pé direito de 3 metros (Fig. 4.4).

O PT4 tem uma constituição semelhante ao ELSA Frame, sendo que os pilares do primeiro e segundo pisos possuem uma secção de 0,40m x 0,3m e os pilares do terceiro e quarto pisos possuem secção de 0,3m x 0,3m. Todas as vigas têm uma altura de 0,5m e uma base de 0,20m (Fig. 4.4). As secções transversais e respetivas armaduras dos pilares e vigas do edifício PT4 são descritas no Anexo A.3.

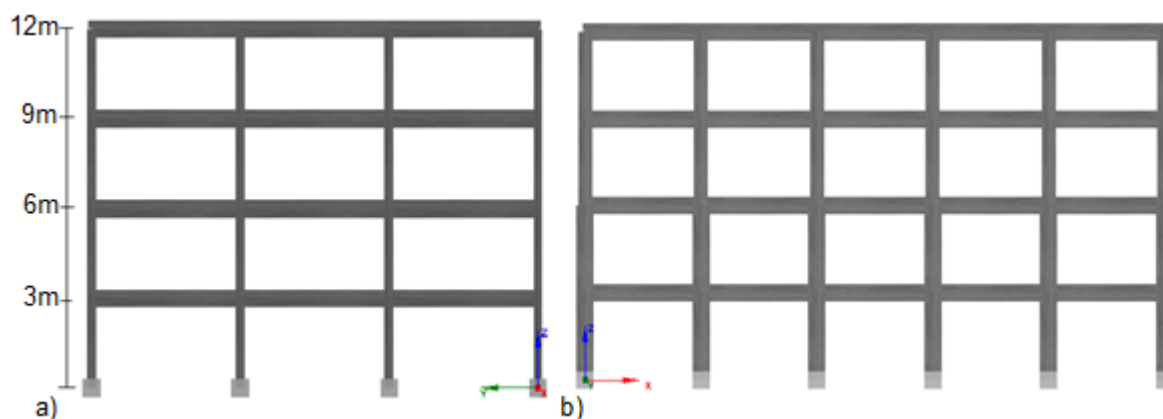


Fig. 4.4- Edifício PT4 – a) Pórtico Longitudinal b) Pórtico transversal

À semelhança do ELSA Frame, o sistema estrutural PT4 foi alvo de uma análise tridimensional, em que foram estudadas, tanto as direções principais, transversal e longitudinal, como a direção biaxial a 45° do plano horizontal.

4.4. EDIFÍCIO PT6

4.4.1. INTRODUÇÃO

O presente sistema estrutural foi dimensionado a partir dos critérios mencionados no ponto 4.3.1.

No estudo realizado por Carvalho e Coelho (1984a; 1984b), apenas edifícios com um número de pisos superior a dezoito requeriam um estudo de cálculo mais cuidado. Assim de forma a possuir uma maior gama de resultados, no presente trabalho, foi modelada uma estrutura com seis pisos, considerando as características dos sistemas estruturais dos edifícios dimensionados pelo LNEC.

A solução estrutural denominada “PT6” foi desenvolvida a partir dos modelos PT4 e PT8, tendo sido o número de pisos adaptado para seis.

Para o presente edifício foram adaptadas as seções dos pilares, segundo os critérios apresentados no dimensionamento das seções destes elementos, definidas no estudo do LNEC. Como pode ser verificado na Tabela 4.1, independentemente da altura que o edifício possui, os pilares dos dois primeiros pisos superiores terão uma seção de 30 cm x 30 cm, nos dois pisos imediatamente abaixo os pilares possuem uma seção de 40 cm x 30 cm, aumentando conforme se ilustra na Tabela 4.1, sendo que quando se aumenta o número de pisos do edifício, são adaptados pilares com secção maior na base do edifício.

As seções transversais e respetivas armaduras dos pilares e vigas do edifício PT6 encontram-se no Anexo A.4.

Tabela 4.1-Dimensões dos elementos estruturais (cm)

Número total de pisos do edifício	Pilares (h*b)			
	0 - 2	2 - 4	4 - 6	6 - 8
4	40x30	30x30	-	-
6	50x30	40x30	30x30	-
8	60x30	50x30	40x30	30x30

Tal como no dimensionamento do edifício PT4, o Edifício PT6, foi dimensionado segundo as disposições presente no RSA (RSA, 1983) e no REBAP (PORTUGAL–Leis, 1983), onde mais uma vez, foi utilizada uma metodologia de dimensionamento direto, em que o comportamento em regime não linear não é prioridade. No entanto, o REBAP (PORTUGAL–Leis, 1983) preconiza algumas exigências que têm como base o conceito de “*Capacity Design*” através das estruturas com ductilidade melhorada, assumindo um conceito de ductilidade como princípio de conceção antissísmica, garantindo uma resposta mais eficaz em termos de resistência, permitindo a deformação plástica, dissipando a energia transmitida pelos sismos.

4.4.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL PT6

O edifício PT6 é também uma estrutura porticada em betão armado. Apresenta uma disposição em planta de 20 m x 15 m, com módulos de 4m x 5m, e altura de 18m, correspondente a 6 pisos (Fig. 4.5 e Fig. 4.6).

A estrutura é simétrica em ambas as direções principais, com 4 pórticos longitudinais espaçados de 5 em 5 metros, 6 pórticos transversais espaçados de 4 em 4 metros, e pé direito de 3 metros (Fig. 4.5 e Fig. 4.6)

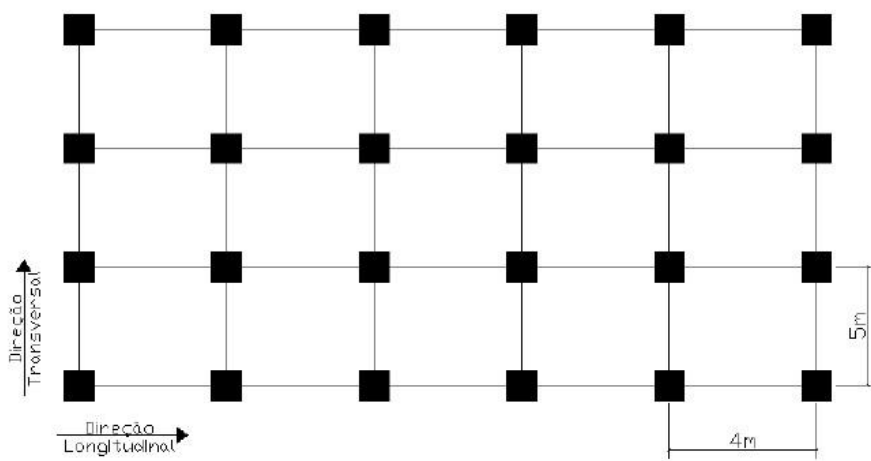


Fig. 4.5- Disposição em planta do Edifício PT6 e indicação dos pórticos estudados (Furtado, 2013).

O edifício PT6 é constituído por pilares, vigas e lajes. Os pilares têm as seções variáveis em altura referidas na Tabela 4.1 e as vigas possuem uma altura de 0,6m e uma base de 0.20m (Anexo A.4) (Carvalho, 1984).

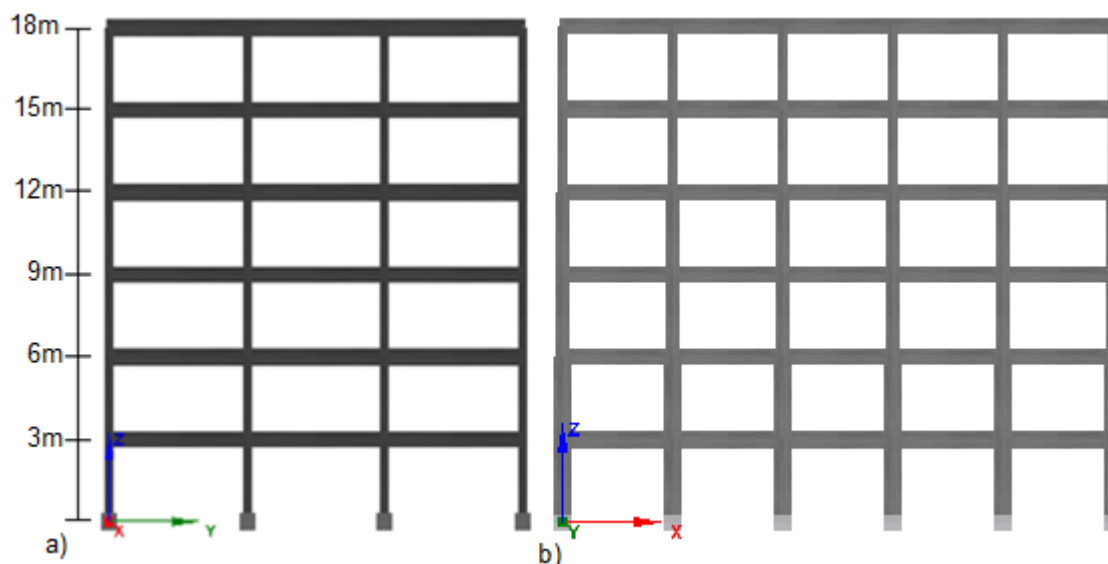


Fig. 4.6- Edifício PT6 – a) Pórtico Longitudinal b) Pórtico transversal

A análise estrutural realizada é idêntica à referida na seção 4.2.2 para o edifício ELSA Frame.

4.5. METODOLOGIAS DE CÁLCULO

4.5.1. INTRODUÇÃO

A ferramenta de cálculo utilizada no presente estudo foi o programa SeismoStruct desenvolvido pela empresa Seismosoft, Ltd (Seismosoft, 2014).

Trata-se de um programa de modelação baseado em elementos finitos de barra, capaz de gerar modelos bidimensionais e tridimensionais para análises estáticas e dinâmicas ao longo do tempo, possibilitando a visualização de todos os dados necessários para essas análises, considerando o comportamento não-linear dos materiais. Foi desenvolvido para analisar diferentes classes estruturais quando submetidas à ação sísmica (edifícios, pontes, pavilhões industriais, etc).

O SeismoStruct possui oito tipos de modelos distintos de análises (estáticas, dinâmicas, *pushover*, dinâmicas incrementais, *ingenvalue*, do espectro de resposta) permitindo assim atender aos requisitos analíticos colocados pela avaliação da resposta à ação sísmica e ao método de dimensionamento.

Através da análise não-linear da resposta global estrutural, permite simular o possível comportamento que poderá ocorrer na realidade, quer da estrutura, quer dos seus elementos materiais (deslocamento dos elementos, curvas de capacidade, *drift*, corte basal), quando a mesma é sujeita ação sísmica, simulada por acelerogramas representativos de sismos (Furtado, 2013). O facto de possuir uma grande estabilidade numérica e uma grande precisão para níveis de tensão muito elevados, permite a determinação mais precisa da carga de colapso (Seismosoft, 2014).

A ferramenta de cálculo permite modelar explicitamente a propagação da inelasticidade ao longo de todo o comprimento dos membros estruturais e em toda a profundidade da seção, fornecendo a estimativa exata da acumulação dos danos (Seismosoft, 2014). No entanto para além do uso de modelos de elementos com inelasticidade distribuída o SeismoStruct também permite o uso de elementos com plasticidade concentrada, com comprimento fixo e as chamadas rótulas plásticas (Seismosoft, 2014).

De seguida apresentam-se os tipos de análises realizados neste trabalho.

4.5.2. TIPOS DE ANÁLISES

Com os recentes desenvolvimentos, os regulamentos de engenharia sísmica começaram a solicitar a identificação da não linearidade na resposta dos sistemas estruturais, bem como a capacidade de absorção de energia, através de métodos de análise e dimensionamento às ações sísmicas. Desta forma é fundamental que sejam selecionados os tipos de análises que fornecem a melhor resposta, das estruturas em estudo, face à ação sísmica.

Idealmente, o estudo do comportamento e das exigências a que são submetidas as estruturas, deveria ser baseado em análises não lineares dinâmicas, utilizando sismos reais ou gerados artificialmente, pois são referidas como as mais precisas para definir a exigência estrutural. No entanto este tipo de análises é de elevada complexidade e requerem um grande esforço computacional, dado que existe um elevado número de variáveis que influenciam a resposta inelástica, não garantindo a exata precisão do comportamento da estrutura. Outra característica apontada a este tipo de análise é a reduzida preparação dos projetistas para lidarem com a não linearidade no comportamento estrutural, não permitindo ainda o seu uso generalizado aplicado à engenharia comum (Antoniou e Pinho, 2004b).

Tendo em conta o anteriormente referido, é importante procurar realizar análises alternativas, de forma a servir como ferramenta de avaliação e dimensionamento dos projetos de engenharia sísmica. Deste modo a importância da utilização das análises estáticas não lineares *pushover* tem aumentado ao longo dos anos. Este tipo de análise tem como objetivo avaliar o comportamento do sistema estrutural, estimando a sua resistência e exigências de deformação comparando com níveis de desempenho específicos. Visto que análises não-lineares *pushover* podem ter em conta as características não-lineares dos materiais, e não-lineares geométricas dos elementos, bem como a capacidade de redistribuição de esforços externos, possibilitam a definição da capacidade estrutural que é traduzida pela evolução do corte basal em função do deslocamento. Deste modo podem ser determinadas as deformações dos elementos, as forças internas desenvolvidas e os *drifts* por piso (Mota, 2010).

Perante o apresentado anteriormente, optou-se por realizar as análises estáticas não-lineares *pushover* e as análises dinâmicas não-lineares pois fornecem a melhor resposta, das estruturas em estudo, face à ação sísmica.

4.5.2.1. Análises estáticas não-lineares (*Pushover*)

Para aplicar a análise *pushover* convencional a um edifício, existem dois tipos de solicitações possíveis, uma baseada em deslocamentos e outra baseada em forças.

Segundo Antoniou e Pinho (2004b), a análise “*pushover*” baseada no deslocamento convencional da estrutura sofre de lacunas inerentes e significativas que impedem o seu uso como uma ferramenta de avaliação estrutural. Embora a análise baseada no deslocamento seja conceitualmente mais sólida do que a análise baseada em forças, sérios problemas práticos surgem na aplicação deste tipo de análise *pushover*, principalmente devido ao facto de, ao manter constante os deslocamentos durante toda a análise, dissimular características importantes da estrutura, tais como irregularidades de resistência e mecanismos *soft-storey*. Não é realista esperar que a relação entre deslocamentos relativos entre pisos sucessivos (*drift*) se mantenha constante ao longo da gama de deformações estruturais, pois, as deformações geralmente tendem a ser uniformemente distribuídas no domínio elástico, enquanto que após a cedência estas passam a concentrar-se nas zonas onde se formam as rótulas plásticas (Antoniou

e Pinho, 2004b). No Eurocódigo 8 (EC8, 2010), ponto 4.3.3.5.2. é previsto que a abordagem da análise *pushover* possa ser baseada em forças.

Deste modo, para o presente trabalho optou-se por aplicar análises “pushover” com poder de força triangular. Esta análise foi realizada através do uso de forças estáticas progressivamente crescentes em cada piso, aplicadas de forma contínua. O controlo do aumento das forças aplicadas é realizado através do deslocamento do topo da estrutura, permitindo um padrão de forças com uma distribuição triangular invertida (Fig. 4.7).

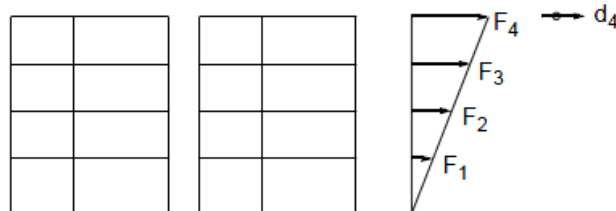


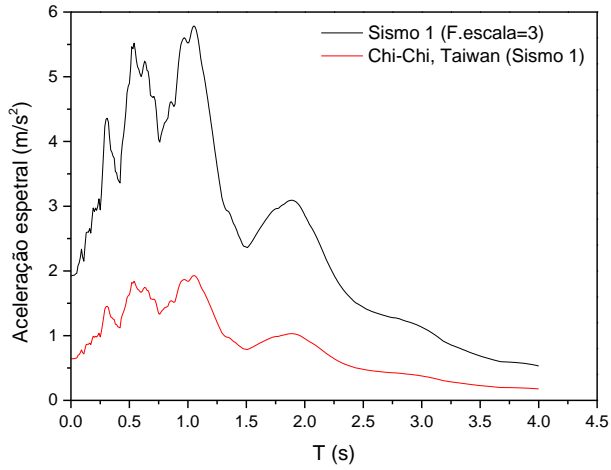
Fig. 4.7- Análise *pushover* triangular – exemplo de aplicação no edifício ELSA Frame (Arêde, 1997).

4.5.2.2. Análises dinâmicas não-lineares

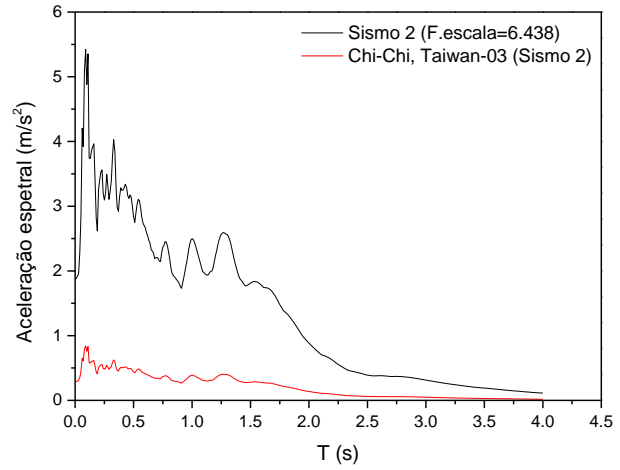
Visto que a análise dinâmica não-linear é uma abordagem mais rigorosa e por envolver os procedimentos dinâmicos não-lineares que melhor representam o comportamento da estrutura, optou-se por realizar esta análise de forma a validar e reforçar os resultados obtidos das análises *pushover* convencionais descritas no ponto anterior.

Através deste tipo de análise as propriedades não-lineares da estrutura são devidamente consideradas na análise no domínio do tempo. No entanto, apesar de ser uma abordagem mais natural e óbvia na obtenção da resposta estrutural face a uma ação sísmica, a sua aplicabilidade é ainda difícil pelo facto de incluir processos de cálculo complexos, sendo necessários recursos informáticos muito potentes e ainda pelo facto da resposta estrutural ser bastante sensível às características da ação sísmica utilizada na análise. Assim, para obter uma resposta credível, deve ser realizada uma grande variedade de análises com diferentes registos temporais (Braz César e Cachim, 2007).

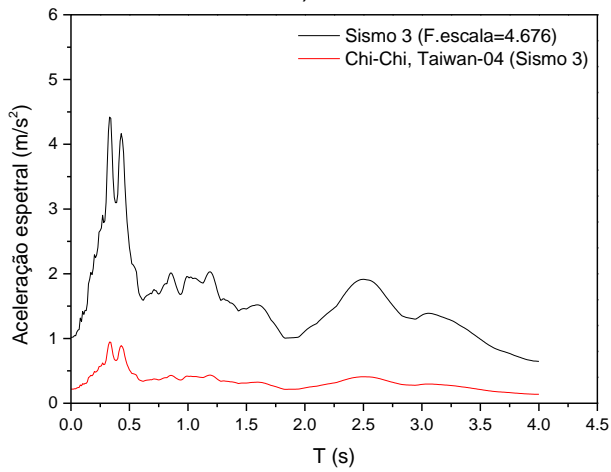
Para realizar esta análise, no presente trabalho, foram adotados acelerogramas impostos na base dos pilares de cada edifício em estudo, considerando-se a mesma ação sísmica utilizada no estudo do comportamento de pilares retangulares de betão armado sujeitos a carregamentos axiais cíclicos descrito em (Rodrigues, Furtado e Arêde, 2015). De acordo com os autores desse estudo foram selecionados sismos reais, ilustrados a traço contínuo vermelho na Fig. 4.8, tendo através de algoritmos de otimização meta-heurísticos e de acordo com as recomendações do EC8 (EC8, 2010), sido gerado, numa primeira fase, um espectro elástico de dimensionamento para a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2 (Se (T) – EC8), retratando a ação sísmica de um cenário de médio-alto risco sísmico em Lisboa, para um edifício com período de vibração de 0,2 segundos (Fig. 4.9). Como no presente trabalho apenas foram utilizados os registos sísmicos para uma ação sísmica do tipo 1, apenas serão descritos os procedimentos adotados para este tipo de ação. De seguida o conjunto de sismos reais foram multiplicados por um conjunto de fatores de escala ($F(EC8)$), apresentados na Tabela 4.2, de forma a que a média do conjunto dos respetivos valores da aceleração espectral (Se (T) – Médio) para aquele período fosse próxima do espectro elástico de dimensionamento para a ação sísmica do tipo 1, como se pode observar na Tabela 4.8 a traço negro contínuo e na Fig. 4.9. Na Tabela 4.4 estão representados os valores da duração, do tempo incremental e dos valores máximos das acelerações depois de multiplicados pelos fatores mencionados ($F(EC8)$).



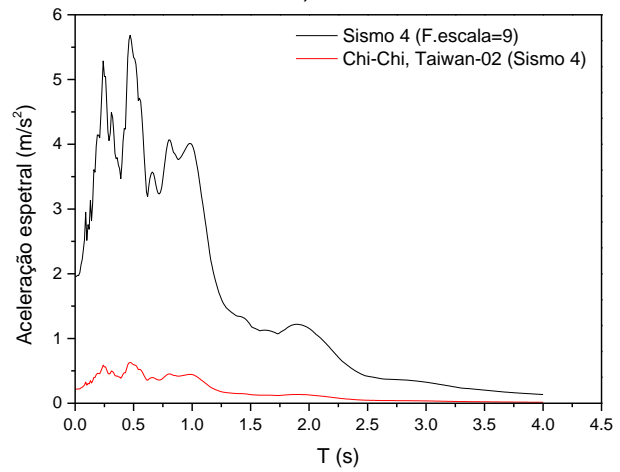
a)



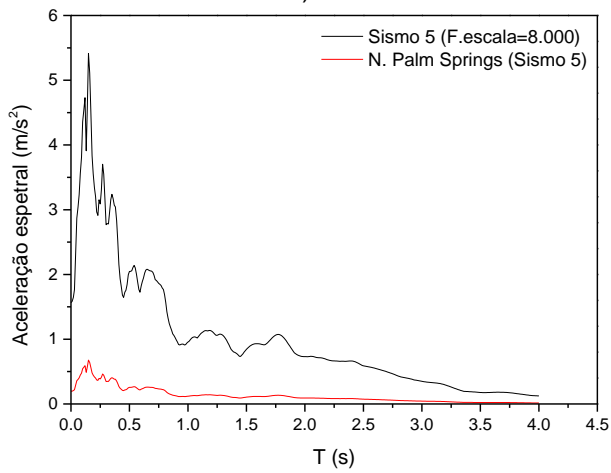
f)



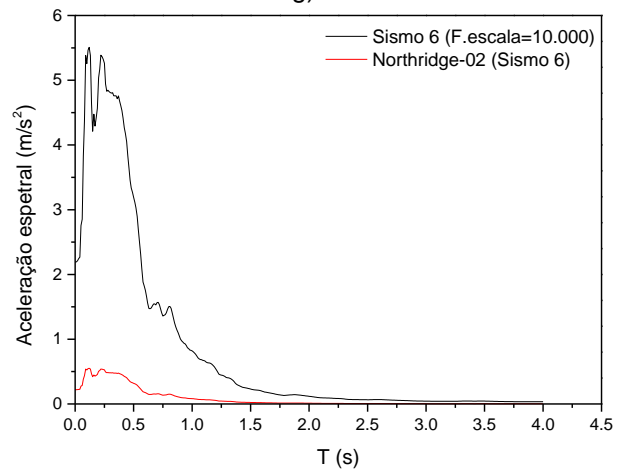
b)



g)



c)



h)

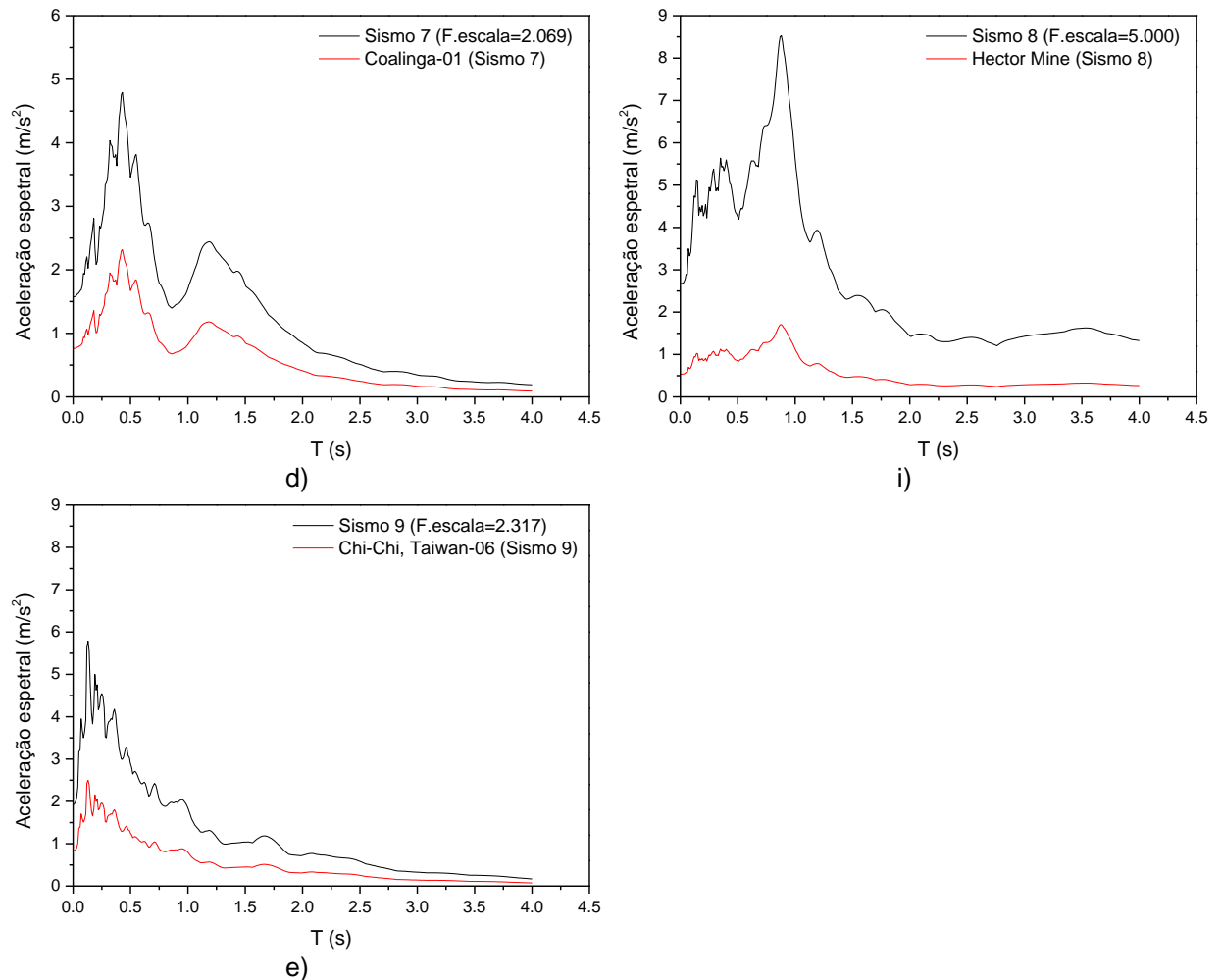


Fig. 4.8- Ação para análises dinâmicas – Espectros de sismos reais e sismos escalados para o espectro elástico do Eurocódigo 8 (EC8, 2010).

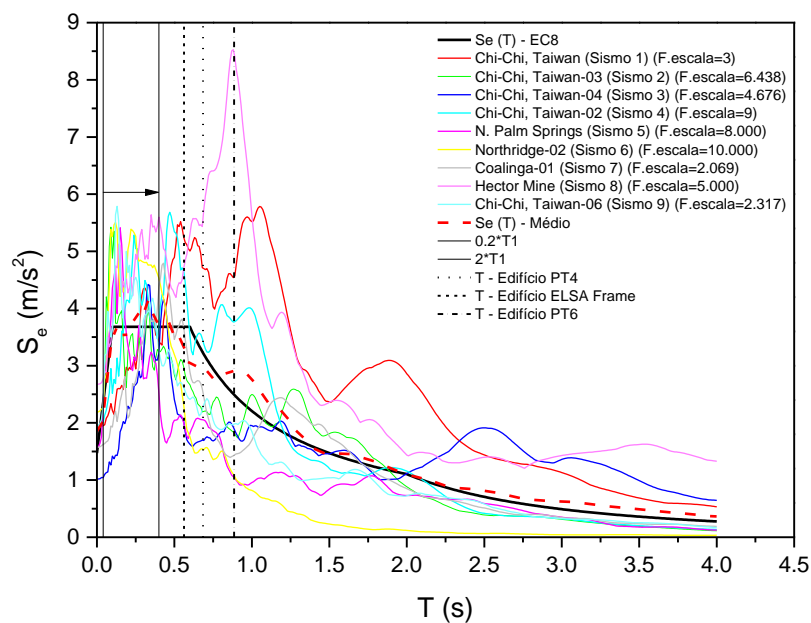


Fig. 4.9- Ação para análises dinâmicas – Espectros de sismos escalados para o espectro elástico do Eurocódigo 8 (EC8, 2010) e espectro elástico de dimensionamento.

Tabela 4.2- Análise dinâmica – Aceleração de projeto dos edifícios em estudo

Casos de estudo	Período de vibração (T (S))	Aceleração de projeto (m/s ²)
ELSA Frame	0,56	3,68
PT4	0,68	3,24
PT6	0,88	2,51

Tabela 4.3- Análise dinâmica – Fatores de escala para o espectro de dimensionamento do EC8 (EC8, 2010) – F(EC8)

Sismo	Fator de escala para o espectro de dimensionamento do Eurocódigo 8 (EC8, 2010) – F(EC8)
Chi-Chi, Taiwan (Sismo 1)	3
Chi-Chi, Taiwan-03 (Sismo 2)	6,438
Chi-Chi, Taiwan-04 (Sismo 3)	4,676
Chi-Chi, Taiwan-02 (Sismo 4)	9
N. Palm Springs (Sismo 5)	8
Northridge-02 (Sismo 6)	10
Coalinga-01 (Sismo 7)	2,069
Hector Mine (Sismo 8)	5
Chi-Chi, Taiwan-06 (Sismo 9)	2,317

Tabela 4.4- Análise dinâmica – Descrição da ação sísmica utilizada

Sismo	Direção de aplicação	Duração de cada série (s)	Tempo incremental (s)	Aceleração máxima s/ escalar (m/s^2)
1	Direção longitudinal	90	0,005	0,522 (0,053g)
	Direção transversal	90	0,005	0,763 (0,078g)
2	Direção longitudinal	42	0,005	0,35 (0,039g)
	Direção transversal	42	0,005	0,231 (0,024g)
3	Direção longitudinal	71	0,005	0,186 (0,019g)
	Direção transversal	71	0,005	0,249 (0,025g)
4	Direção longitudinal	60	0,005	0,159 (0,016g)
	Direção transversal	60	0,005	0,275 (0,028g)
5	Direção longitudinal	40,005	0,005	0,205 (0,021g)
	Direção transversal	40,005	0,005	0,186 (0,019g)
6	Direção longitudinal	20,020	0,020	0,259 (0,026g)
	Direção transversal	20,020	0,020	0,179 (0,018g)
7	Direção longitudinal	40	0,010	0,594 (0,061g)
	Direção transversal	40	0,010	0,927 (0,095g)
8	Direção longitudinal	60	0,010	0,622 (0,063g)
	Direção transversal	60	0,010	0,448 (0,046g)
9	Direção longitudinal	60,985	0,005	0,605 (0,062g)
	Direção transversal	60,985	0,005	1,058 (0,108g)

Como os acelerogramas apresentados na Fig. 4.8 foram gerados para um edifício com um período de vibração de 0,20 segundos e os três edifícios escolhidos para o presente trabalho apresentam valores de período de vibração superiores ($T_{ELSA\ Frame} = 0,56s$; $T_{PT4} = 0,68s$; $T_{PT6} = 0,88s$) (Tabela 4.2), para que os edifícios se encontrassem em regime não-linear, os valores das acelerações representados na Fig. 4.8 a cor negra, foram ainda multiplicados por fatores de escala adicionais ($F(adicionais)$), ilustrados na Tabela 4.4.

Os valores das acelerações máximas finais para cada uma das duas direções principais da estrutura, são os descritos na

Tabela 4.6. De igual forma, na Tabela 4.7 listam-se os valores das acelerações de pico finais para cada ação quando aplicados os acelerogramas simultaneamente nas duas direções principais, com a aceleração resultante numa direção oblíqua relativamente às direções principais da secção transversal dos pilares.

Os espectros finais de acelerações utilizados na análise dinâmica não linear do presente trabalho, para as duas direções analisadas e para os três casos de estudo, encontram-se no Anexo D.

Tabela 4.5 – Análise dinâmica - Fatores de escala adicionais– F (adicionais)

Sismo	Edifício PT4			Edifício ELSA Frame		Edifício PT6	
	X	Y	XY	X	Y	X	Y
1	2	1,7	0,7	0,75	2,45	2,4	0.8
2	8	9	7	12	12	3,4	2.5
3	13	3	12	10,15	13,55	2,5	3.85
4	6,5	6	5	20	15	7,25	3.5
5	17	10	15,5	16	12	6,2	5
6	6,5	7,5	5	14	14	4,5	4.5
7	4	1,5	3	7	2	3	1.5
8	2,7	1	2	3	4	2,7	2.6
9	3	1,5	2	4	4	3	1.7

Tabela 4.6 – Análise dinâmica – Ação sísmica em cada direção principal com o sismo de escalado (F(EC8) x F(adicional))

Sismo	Direção de aplicação	Aceleração máxima escalada (PGA) (m/s ²) Edifício PT4	Aceleração máxima escalada (PGA) (m/s ²) Edifício PT6	Aceleração máxima escalada (PGA) (m/s ²) Edifício ELSA
1	Longitudinal	1.043	1.252	0.391
	Transversal	1.296	0.610	1.868
2	Longitudinal	2.815	1.196	4.222
	Transversal	2.079	0.577	2.772
3	Longitudinal	2.417	0.465	1.876
	Transversal	0.747	0.958	3.373
4	Longitudinal	1.037	1.156	3.189
	Transversal	1.648	0.962	4.121
5	Longitudinal	3.489	1.273	3.284
	Transversal	1.859	0.929	2.230
6	Longitudinal	1.683	1.165	3.626
	Transversal	1.367	0.808	2.504

7	Longitudinal	2.377	1.783	4.160
	Transversal	1.418	1.418	1.855
8	Longitudinal	1.679	1.679	1.866
	Transversal	0.448	1.164	1.628
9	Longitudinal	1.816	1.816	2.421
	Transversal	1.587	1.799	4.233

Tabela 4.7- Análise dinâmica – ação sísmica biaxial horizontal a 45° com o sismo escalado (F(EC8) x F(adicional))

Sismo	Direção de aplicação	Aceleração máxima escalada (PGA) (m/s^2) – Edifício PT4
1	45°	0.592
2	45°	2.516
3	45°	22.009
4	45°	1.378
5	45°	3.244
6	45°	1.408
7	45°	3.166
8	45°	1.289
9	45°	2.307

4.6. MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.6.1. INTRODUÇÃO

Os aspetos relacionados com a modelação estrutural assumem um papel determinante, visto que a definição da curva do comportamento global é influenciada pelo modelo utilizado. Para a modelação do comportamento estrutural dos edifícios, foi utilizado o programa SeismoStruct, descrito em 4.4.

A modelação numérica dos edifícios foi realizada com o objetivo de reproduzir o comportamento da estrutura face a ações sísmicas, por forma a conceber um maior realismo e fundamento face às conclusões retiradas do presente trabalho. Para isso foram tidas em conta as características geométricas e materiais de cada elemento estrutural.

A calibração dos modelos de cada edifício foi complementada com os resultados dos cálculos das frequências fundamentais dos sistemas estruturais efetuados pelo LNEC e pelo “*Reinforced Concrete Working Group*” do EASML. Desta forma os valores das frequências fundamentais puderam ser comparados, validando assim as modelações aqui efetuadas.

No presente capítulo é apresentado todo o processo de modelação realizado para cada caso de estudo. São apresentados os aspetos gerais que abrangem os modelos, bem como os aspetos particulares da modelação numérica e da calibração dos modelos.

4.6.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Como mencionado anteriormente no ponto 4.5.1. o programa SeismoStruct permite utilizar dois modelos não lineares de comportamento dos materiais: modelos de fibras com não-linearidade material distribuída e modelos de rótulas plásticas. No primeiro modelo admite-se que a plasticidade é distribuída ao longo dos elementos, sendo a não linearidade representada em função das deformações inelásticas ao longo dos elementos. No segundo modelo considera-se que a plasticidade está concentrada nas extremidades dos elementos. Estas duas modelações apresentam diferenças conceptuais, que influenciam a resposta da estrutura (Marques, 2012).

No presente trabalho foi utilizado o modelo das rótulas plásticas, admitindo-se que as deformações inelásticas verificadas estão concentradas junto das extremidades dos elementos estruturais, numa extensão na qual se verificam fenómenos de comportamento não linear material. Este tipo de simulação está associado a fenómenos que ocorrem em estruturas porticadas de médio e alto porte, onde o seu comportamento é controlado pela capacidade de dissipação de energia nas rótulas plásticas, quando estas estão sujeitas a intensidades sísmicas importante.

Como referido por Varum (1996), esta modelação típica do comportamento do material compreende a associação em série de três elementos, definindo-se duas zonas distintas: as regiões localizadas nas extremidades de cada elemento possuem um comportamento inelástico e a região central possui comportamento elástico e linear, encontrando-se situada entre as duas zonas inelásticas.

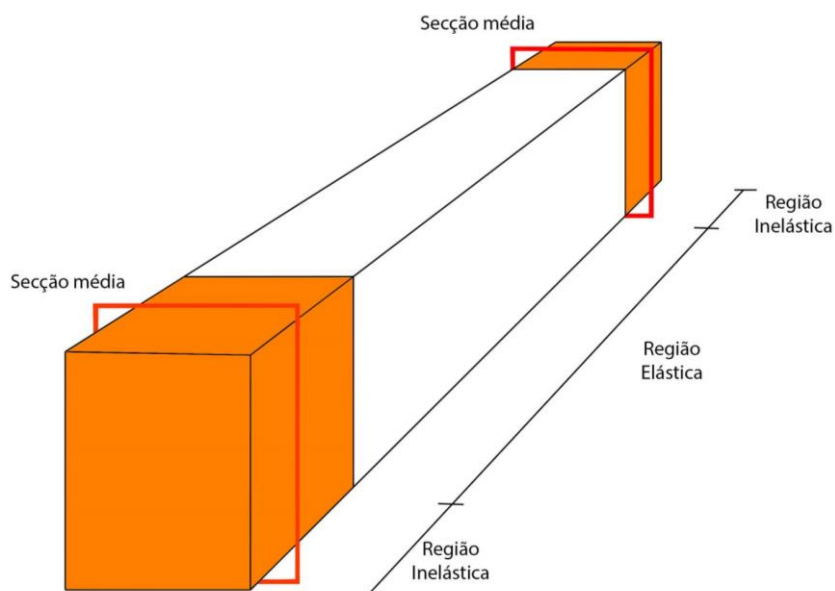


Fig. 4.10- Representação de um elemento estrutural no modelo de rótulas plásticas (Marques, 2012) (Varum, 1996).

Como pode ser observado na figura 4.8 os dois subelementos externos representam as zonas inelásticas do elemento, sendo o seu comportamento descrito pelas leis definidas pelo modelo hysterético adotado e aplicado às relações de momentos-curvatura numa seção média de cada elemento extremo. Neste caso, a definição da deformabilidade não linear dos elementos inelásticos pressupõe

que a curvatura é constante assumindo o valor da secção média dos subelementos extremos. Com a configuração destas zonas pretende-se representar as zonas críticas dos elementos, onde existe descontinuidade de rotação correspondente à existência de esforços de fendilhação num comprimento específico (Marques, 2012).

A não linearidade assumida nas rótulas plásticas dos elementos de betão armado está associada à deformação inelástica das armaduras, ocorrendo num comprimento denominado comprimento da rótula plástica, l_p . Esta deformação inelástica está relacionada com a perda de aderência das armaduras e pelo aparecimento de fendas diagonais. (Varum, 1996) Para o presente trabalho, os valores adotados para os comprimentos das rótulas plásticas (l_p), foram obtidos através do cociente entre a maior altura da secção transversal e o comprimento longitudinal do elemento, tendo sido os valores introduzidos no programa SeismoStruct em percentagem.

A zona compreendida entre os dois subelementos externos, corresponde ao troço do elemento estrutural com comportamento linear elástico, admitindo-se que este comportamento é inalterado ao longo da história de carregamentos.

4.6.3. LEI DE COMPORTAMENTO DO BETÃO

O SeismoStruct possui atualmente sete modelos de comportamento do betão disponíveis: modelo de comportamento não linear Mander (con_ma), modelo de betão trilinear (con_tl), modelo de betão não linear de Chang-Mander (con_cm), modelo não linear de betão de Kappos e Konstantinidis (com_hs), modelo para materiais à base de ligas com memória de forma superelástica (se_sma), modelo trilinear para FRP (frp_tl) e modelo de material elástico genérico (el_mat) (Seismosoft, 2014).

O modelo selecionado para o presente trabalho foi o modelo de comportamento não linear Mander (Mander, Priestley e Park, 1988). Trata-se de um modelo uniaxial não linear de confinamento constante, onde os efeitos de confinamento previstos pela armadura são incorporados, assumindo-se uma pressão de confinamento constante ao longo de toda a gama de esforços (Seismosoft, 2014).

4.6.4. LEI DE COMPORTAMENTO DO AÇO

O Seismostruct tem atualmente disponíveis quatro modelos de comportamento do aço: modelo de aço bilinear (stl_bl), modelo de aço de Menegotto-Pinto (stl_mp), modelo de aço de Dodd-Restrepo (stl_dr) e modelo de aço de Monti-Nuti (stl_mn) (Seismosoft, 2014).

O modelo adotado no presente trabalho foi o modelo de comportamento uniaxial do aço de Menegotto-Pinto (stl_mp). Trata-se de um modelo simples, mas eficiente, baseado numa relação de tensões-deformações propostas por Menegotto (1973), juntamente com regras propostas por outros autores, destacando-se: as regras de endurecimento isotrópico propostas por Filippou, Popov e Bertero (1983) e as regras propostas por Fragiadakis, Pinho e Antoniou (2008) para fornecer mais estabilidade e precisão numérica quando as estruturas estão sujeitas a carregamentos sísmicos.

A aplicação deste modelo deve ser limitada à modelação de estruturas de betão armado, particularmente quando estas estão sujeitas a histórias de carregamentos cíclicos e complexos.

4.6.5. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO ELSA FRAME

Para o estudo do edifício ELSA Frame foi realizada a modelação dos pórticos apresentados no ponto 4.2.2. nas suas direções principais, incluídos num modelo tridimensional da estrutura. A modelação do mesmo foi realizada tendo em conta os dados fornecidos em Arêde (1997) onde o edifício ELSA Frame também foi alvo de estudo.

Durante a modelação do edifício verificaram-se algumas anomalias comportamentais, possivelmente relacionadas com problemas numéricos no programa utilizado. Através da verificação das análises modais (*eigenvalue*), no modelo realizado empregando exatamente as características geométricas de todos os elementos utilizadas em Arêde (1997), verificou-se que para os primeiros modos de vibração a estrutura possuía deslocamentos a 45°, o que não seria de esperar tendo em conta as características geométricas da mesma. De forma a contornar esta questão, foram dimensionadas secções equivalentes, em termos de inércia e resistência das vigas do pórtico transversal, verificando-se um comportamento mais próximo do esperado.

Para uma melhor compreensão da modelação dos elementos estruturais, as secções transversais das vigas e dos pilares encontram-se no Anexo A.2.

A validação do modelo do edifício ELSA Frame será apresentada no ponto **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** do presente trabalho.

4.6.5.1. Características dos materiais

A estrutura do edifício ELSA Frame é em betão armado sendo que a memória descritiva continha algumas das características dos materiais. O betão é de classe C25/30, equivalente a um betão B25. Segundo Arêde (1997) foi escolhido um aço de classe B500S. As restantes características adotadas para os dois materiais do edifício ELSA Frame constam no capítulo 6 de Arêde (1997), encontrando-se especificadas nas tabelas 4.4 e 4.5.

Tabela 4.8- Características do betão – Edifício ELSA Frame

Betão B25				
E_{cm} (GPa)	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	ϵ_{c0} (‰)	Y_c (kN/m ³)
31	25	2,6	2,0	25

Tabela 4.9- Características do aço – Edifício ELSA Frame

E_s (GPa)	f_{sy} (MPa)	E_{sh} (MPa)	ϵ_{sm} (%)
200	569,250	0,95	10

4.6.5.2. Quantificação das ações e massa

De forma a simular as ações estáticas, tais como peso próprio dos elementos estruturais de betão armado e o valor quase permanente da sobrecarga regulamentar, foram atribuídas cargas verticais distribuídas nas vigas.

Para o valor da ação permanente, constituída pelo peso próprio das vigas, lajes e pilares, foi considerado o valor 25 KN/m^3 . Foram tidas em conta, a ação vertical uniformemente distribuída na laje, ou seja o peso da laje de 15 cm de espessura e a ação vertical uniformemente distribuída correspondente ao peso dos revestimentos e divisórias, utilizando os valores das cargas verticais nas vigas, disponibilizados em Arêde (1997), nas quais o carregamento foi distribuído de igual forma, devido às condições de simetria. Dado que no presente trabalho o edifício é analisado tridimensionalmente, e devido à ligeira assimetria nos pórticos da direção transversal, foram avaliadas e alteradas as áreas de influência correspondentes a cada viga, visto que seria mais refinado considerar uma distribuição triangular da área de influência. Deste modo, foi calculada a carga vertical total, por piso e foram recalculados os valores referentes a cada carregamento nas vigas.

Tabela 4.10- Cargas verticais aplicadas nas vigas, Arêde (1997)

Cargas verticais	
Piso	(KN/m)
4	35.0
3	34.0
2	34.0
1	34.0

4.6.5.3. Calibração do modelo numérico do edifício ELSA Frame

Para realizar a calibração e validação do modelo numérico ELSA Frame foram determinados os valores das frequências fundamentais através de uma análise modal (*eigenvalue*) disponível no SeismoStruct e comparados com os valores das frequências fundamentais obtidos no estudo realizado por Arêde (1997), verificando-se a sua proximidade (Tabela 4.7).

Tabela 4.11-Frequências Fundamentais do edifício ELSA Frame. Valores determinados por Arêde (1997) e obtidos no modelo em estudo.

Frequências fundamentais (Hz)- Edifício ELSA Frame		
Direção	Modelo Arêde (1997)	Modelo
Longitudinal	1,78	1,78
Transversal	-	1.85

4.6.6. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO PT4

Para o estudo do edifício PT4 foi realizada a modelação dos pórticos apresentados no ponto 4.3.2. nas suas direções principais, através de um modelo tridimensional. A modelação do mesmo foi realizada com base nos estudos apresentados pelo LNEC, já referidos anteriormente (Carvalho e Coelho, 1984a; Carvalho e Coelho, 1984b).

Para uma melhor compreensão da modelação dos elementos estruturais, as seções transversais das vigas e dos pilares encontram-se no Anexo A.3.

4.6.6.1. Características dos materiais

A estrutura do edifício PT4 é em betão armado sendo que a memória descritiva continha algumas das características dos materiais. O betão é de classe C25/30, equivalente a um betão B25 e o aço é de classe A400ER. As restantes características adotadas para os dois materiais do edifício PT4 constam no capítulo IV do REBAP, encontrando-se especificadas nas tabelas 4.8 e 4.9.

Tabela 4.12- Características do betão – Edifício PT4

Betão B25				
E_c (GPa)	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	ϵ_{cm} (‰)	Y_c (kN/m ³)
29,4	25	2,2	2,5	25

Tabela 4.13- Características do aço – Edifício PT4

Aço A400ER				
E_s (GPa)	ϵ_{sy} (‰)	f_{sy} (MPa)	E_{sh} (MPa)	ϵ_{sm} (‰)
210	1,9	400	0,58	100

4.6.6.2. Quantificação das ações

De forma a simular as ações estáticas, tais como peso próprio dos elementos estruturais de betão armado e o valor quase permanente da sobrecarga regulamentar, foram atribuídas cargas verticais distribuídas nas vigas.

Para o valor da ação permanente, constituída pelo peso próprio das vigas, lajes e pilares, foi considerado o valor 25 kN/m³. Mais concretamente, a ação vertical uniformemente distribuída na laje, ou seja o peso da laje de 15 cm de espessura, é de 3,75 kN/m² e a ação vertical uniformemente distribuída correspondente ao peso dos revestimentos e divisórias é de 2,50 kN/m².

A sobrecarga utilizada no modelo corresponde a uma utilização de carácter privado, onde o elemento preponderante é a concentração de pessoas e toma o valor de 2 kN/m² ($\psi_2=0.2$) de acordo com o artigo 35.1.1 a) do RSA.

A combinação de ações utilizada segundo a memória descritiva é:

$$P_{sd} = G + \psi_2 Q$$

P_{sd} – Ação a dimensionar

G – Ações permanentes

Q – Ações variáveis

ψ_2 – Coeficiente de combinação correspondente à ação variável

4.6.6.3. Calibração do modelo numérico do edifício PT4

Para realizar a calibração e validação do modelo numérico PT4 foram determinados os valores das frequências fundamentais no SeismoStruct. Posteriormente estes valores foram comparados com os valores das frequências fundamentais obtidos no estudo realizado pelo LNEC (Carvalho e Coelho, 1984a), verificando-se que se aproximavam (Tabela 4.14).

Tabela 4.14- Frequências Fundamentais do edifício PT4 - Valores determinados analiticamente e obtidos no modelo em estudo.

Frequências fundamentais (Hz) - Edifício PT4		
Direção	Estudo LNEC (Carvalho e Coelho, 1984a)	Modelo
Longitudinal	1,45	1,46
Transversal	1,52	1,61

4.6.7. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO PT6

Para o estudo do edifício PT6 foi realizada a modelação dos pórticos apresentados no ponto 4.4.2. nas suas direções principais, através de um modelo tridimensional. A modelação do mesmo foi realizada com base nos estudos apresentados pelo LNEC referidos anteriormente, e tal como foi referido no ponto 4.4.1, foram realizadas algumas adaptações (Carvalho e Coelho, 1984a; Carvalho e Coelho, 1984b).

Para uma melhor compreensão da modelação dos elementos estruturais, as seções transversais das vigas e dos pilares encontram-se no anexo A.4.

4.6.7.1. Características dos materiais, quantificação das ações e massa

A estrutura do edifício PT6, tal como o edifício PT4, é em betão armado sendo que a memória descritiva continha algumas das características dos materiais. O betão é da classe C20/25, equivalente a um betão B25 e o aço é de classe A400ER. As restantes características adotadas para os dois materiais do edifício PT6 constam no capítulo IV do REBAP, encontrando-se especificadas nas tabelas 4.8 e 4.9.

Tal como as características dos materiais, também as ações e massa consideradas foram as mesmas adotadas para o edifício PT4, sendo que todos os critérios e especificações podem ser consultadas na seção 4.6.6.2.

4.6.7.2. Calibração do modelo numérico do edifício PT6

Para calibrar e validar o modelo numérico PT6 foram também determinados os valores das frequências fundamentais com o programa SeismoStruct. Visto que no estudo realizado pelo do LNEC não foram apresentados valores concretos para as frequências fundamentais deste sistema estrutural, verificou-se

apenas que as frequências do modelo estavam dentro do intervalo de valores dos edifícios PT8 e PT4 fornecidos por este estudo, para as duas direções principais (Tabela 4.15) (Carvalho e Coelho, 1984a).

Tabela 4.15-Frequências Fundamentais do edifício PT6. Valores determinados nos cálculos do LNEC e obtidos no modelo em estudo.

Frequências fundamentais (Hz)			
Direção	PT4	PT8	PT6
	Cálculos do LNEC	Cálculos do LNEC	Modelo
Longitudinal	1,45	0,89	1,13
Transversal	1,52	1,06	1,32

4.7. CONCLUSÃO

Foram apresentados neste capítulo os edifícios em estudo no presente trabalho. Dois edifícios foram alvo de estudos efetuados pelo LNEC e outro pelo European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) do JRC- Ispira, Itália. Ambos possuem os requisitos necessários para a realização do presente trabalho.

Para a modelação dos edifícios foi utilizada a ferramenta de cálculo SeismoStruct, sendo que para adquirir uma melhor resposta do seu comportamento face à ação sísmica foram escolhidas as análises estáticas não-lineares *pushover* e as análises dinâmicas não-lineares. Na modelação dos elementos estruturais de betão armado dos edifícios foram adotadas as leis de comportamento de Mander para o betão e Menegotto-Pinto para o aço.

A calibração dos edifícios foi realizada através das suas frequências fundamentais, que apontam muita boa concordância de resultados entre os de estudos anteriores e os obtidos neste trabalho.

5

Avaliação do efeito da ação sísmica na variação do esforço axial nos pilares

5.1. INTRODUÇÃO

Como se verificou nos estudos realizados, ao longo dos anos, com o intuito de avaliar, da forma mais realista, o comportamento dos pilares quando sujeitos à ação sísmica (capítulo 3), os efeitos do carregamento axial (variável) combinado com carregamentos horizontais não deverão ser negligenciados. Uma avaliação correta da resposta dos elementos estruturais, face a esta ação, permitirá melhorar alguns critérios de dimensionamento utilizados, diminuindo ou mesmo prevenindo os efeitos catastróficos registados atualmente.

Com este intuito, ao longo deste capítulo é avaliado o efeito da ação sísmica na variação do esforço axial, nos pilares de betão armado presentes nos casos de estudo apresentados no capítulo anterior. Através de dois tipos de análises não lineares, análises *pushover* convencionais e análises dinâmicas, o estudo realizado focou-se principalmente nos esforços dos pilares, mais concretamente na variabilidade do esforço axial em função da sua localização em planta e em altura, investigando a possível relação com os esforços de flexão biaxial e a sua influência na resposta. Assim, após o tratamento dos dados obtidos, foi possível reunir um vasto conjunto de gráficos, de forma a avaliar alguns parâmetros que serão enumerados na seção seguinte.

No final do capítulo procura-se retirar as conclusões relativas a cada um dos edifícios estudados, analisando pormenorizadamente os diferentes resultados obtidos e a sua possível interligação.

5.2. PARÂMETROS AVALIADOS

A apreciação conjunta dos resultados dos dois tipos de análises sísmicas acima referidas, disponibiliza informação em quantidade e qualidade suficiente para avaliar o efeito da ação sísmica em cada edifício.

Para tornar mais simples a interpretação dos resultados obtidos nas análises *pushover*, no presente capítulo apenas serão apresentados alguns dos resultados correspondentes a cada caso de estudo, sendo que os restantes podem ser encontrados no Anexo B. O mesmo procedimento também foi adotado para as análises dinâmicas, podendo os restantes resultados ser consultados no Anexo C.

Na sequência das análises *pushover*, são apresentados e avaliados os seguintes resultados:

1. Deslocamento de piso: traduzem o desvio de cada piso, em metros, da estrutura em relação à sua posição inicial de repouso;
2. Deslocamento relativo entre pisos (*drift*): corresponde à diferença de deslocamento entre pisos adjacentes, dividida pela altura entre eles, sendo apresentado em percentagem;
3. Variação relativa do esforço axial: as análises *pushover* fornecem as evoluções dos valores de esforço axial nos pilares da estrutura ao longo da análise, das quais se obtém a variação absoluta em relação ao valor inicial do esforço axial de referência devido apenas às cargas verticais e, seguidamente, a variação relativa (adimensional) dada pelo quociente entre a variação absoluta e o valor de referência do esforço axial ao longo da análise;
4. Curva de capacidade: traduz a relação entre a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo (topo da estrutura). Das curvas de capacidade obtém-se o valor do deslocamento de cedência (d_y^*) do nó de controlo da estrutura com base nas especificações do Anexo B (B.3) do Eurocódigo 8 (EC8, 2010);
5. Variação do esforço axial vs. deslocamento de piso: utilizando a mesma evolução dos valores da variação esforço axial nos pilares da estrutura, ao longo da análise, é apresentada a curva de resultados da variação do esforço axial em função do deslocamento da estrutura e são comparados os correspondentes valores de deslocamentos (associados aos esforços máximos) com o deslocamento de cedência d_y^* ; os correspondentes valores do *drift* também podem ser observados no mesmo gráfico;
6. Variação do esforço de corte vs. deslocamento de piso e *drift*: as análises *pushover* fornecem também a evolução dos valores do esforço de corte nos pilares da estrutura, dos quais se obtém a variação absoluta em relação ao valor máximo do esforço de corte, e seguidamente, a variação relativa (adimensional) dada pelo quociente entre a variação absoluta e o valor máximo do esforço de corte ao longo da análise. Os correspondentes valores do *drift* também podem ser observados no presente gráfico;
7. Variação máxima do esforço axial por piso: utilizando as ditas envolventes de variação do esforço axial nos pilares ao longo da análise, são construídos gráficos de barras para a comparação dos diferentes níveis de variação relativa máxima em função da posição dos pilares em planta e em altura.

Na sequência das análises dinâmicas são estudados os seguintes resultados:

1. Deslocamento relativo entre pisos (*drift*);
2. PGA (*Peak ground acceleration*): traduzem a amplitude máxima absoluta da aceleração registada nos acelerogramas de cada sismo. Os valores do PGA estão apresentados em m/s^2 ;
3. Variação do esforço axial em função do *drift*: tal como as análises *pushover*, as análises dinâmicas fornecem a evolução dos valores do esforço axial ao longo da análise. Utilizando esta mesma evolução, apresenta-se as curvas de resultados da variação máxima do esforço axial relativa em função do *drift*;
4. Variação do esforço de corte em função do *drift*: através da evolução do esforço de corte fornecida pela análise dinâmica, apresenta-se as curvas de resultados da variação do esforço de corte relativa ao valor do esforço de corte máximo registado em função do *drift*;

5. Variação relativa máxima do esforço axial em função da PGA: através dos valores máximos registados em cada envolvente dos resultados da variação relativa do esforço axial, foram retirados os valores máximos em função do *PGA*.

De forma atingir os objetivos principais do presente trabalho, os referidos resultados, foram analisados nos diferentes troços do pilar compreendidos entre pisos sucessivos, para os três casos de estudo, encontrando-se identificados com a mesma nomenclatura utilizada no SeismoStruct, sendo que o primeiro número representa a posição do pilar em relação ao eixo X, o segundo número identifica a posição do pilar no eixo Y e o terceiro a sua posição em altura. Para uma melhor perceção da terminologia utilizada foi ilustrado na Fig. 5.1 um exemplo referente ao pilar de canto do edifício ELSA Frame.

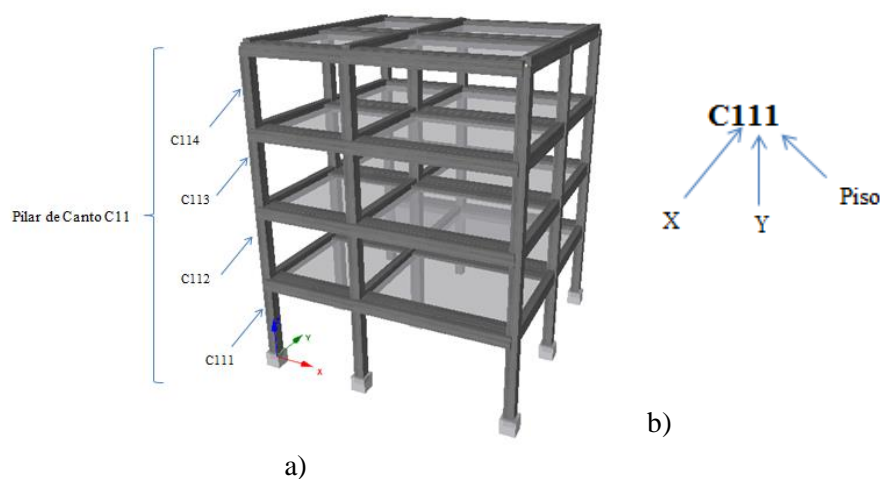
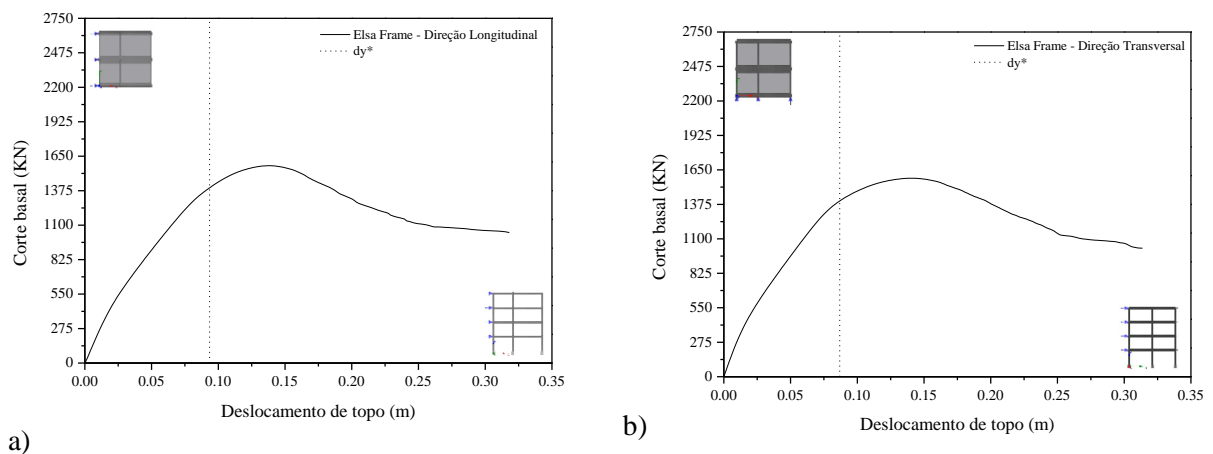


Fig. 5.1- Nomenclatura utilizada na identificação dos pilares e dos seus troços: a) Edifício Elsa Frame b) detalhe da terminologia utilizada para o primeiro troço do pilar de canto

5.3. ANÁLISE NÃO-LINEARES PUSHOVER

5.3.1. CURVAS DE CAPACIDADE

Na



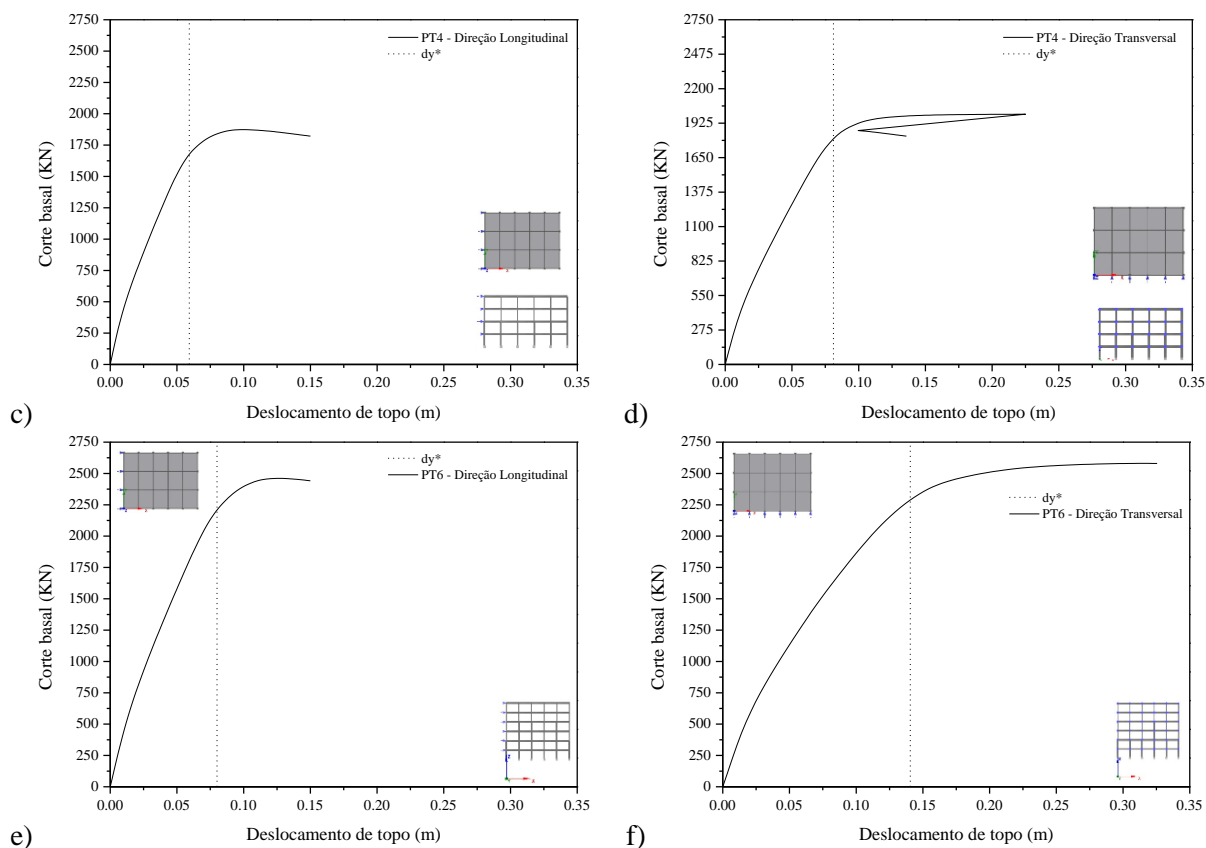


Fig. 5.2 estão ilustradas as curvas de capacidade dos três casos de estudo, obtidas através das análises estáticas não-lineares (*pushover*) por aplicação de um padrão de carga triangular estática nas duas direções principais da estrutura, tal como é descrito no ponto 4.5.2.1 do presente trabalho. A aplicação das forças estáticas foi controlada por um deslocamento de controlo do topo de cada edifício, sendo que para as análises realizadas na direção longitudinal, para o edifício ELSA Frame o deslocamento de controlo foi 0,30 m, para o edifício PT4 foi 0,15 m e 0,15 m para o edifício PT6, para as análises realizadas na direção transversal, para o edifício ELSA Frame o deslocamento de controlo foi 0,30 m, para o edifício PT4 foi 0,30 m e 0,35 m para o edifício PT6. Por este motivo, quando analisados os gráficos presentes na Fig. 5.2, verifica-se maior degradação da resistência do edifício ELSA Frame, o que não é possível observar nos restantes edifícios. Na Fig. 5.2 d) encontra-se uma diminuição do deslocamento, que provavelmente se deve a erros numéricos de falta de convergência.

Da análise destas curvas é possível identificar vários parâmetros da resposta sísmica das estruturas analisadas e obter informação de como se comportam em regime não-linear. Em particular, foram calculados os valores de deslocamentos de cedência (dy^*) do nó de controlo da estrutura pelo processo já anteriormente referido, cujos valores finais são apresentados na Tabela 5.1 ((EC8, 2010)).

Tabela 5.1- Valores do deslocamento de cedência do nó de controlo da estrutura obtidos das análises *pushover* para as duas direções principais

Casos de estudo	Deslocamento de cedência (d_y^*) (m)	
	Direção longitudinal	Direção transversal
Edifício ELSA Frame	0.0934	0.0868
Edifício PT4	0,0592	0,0811
Edifício PT6	0,0800	0,1405

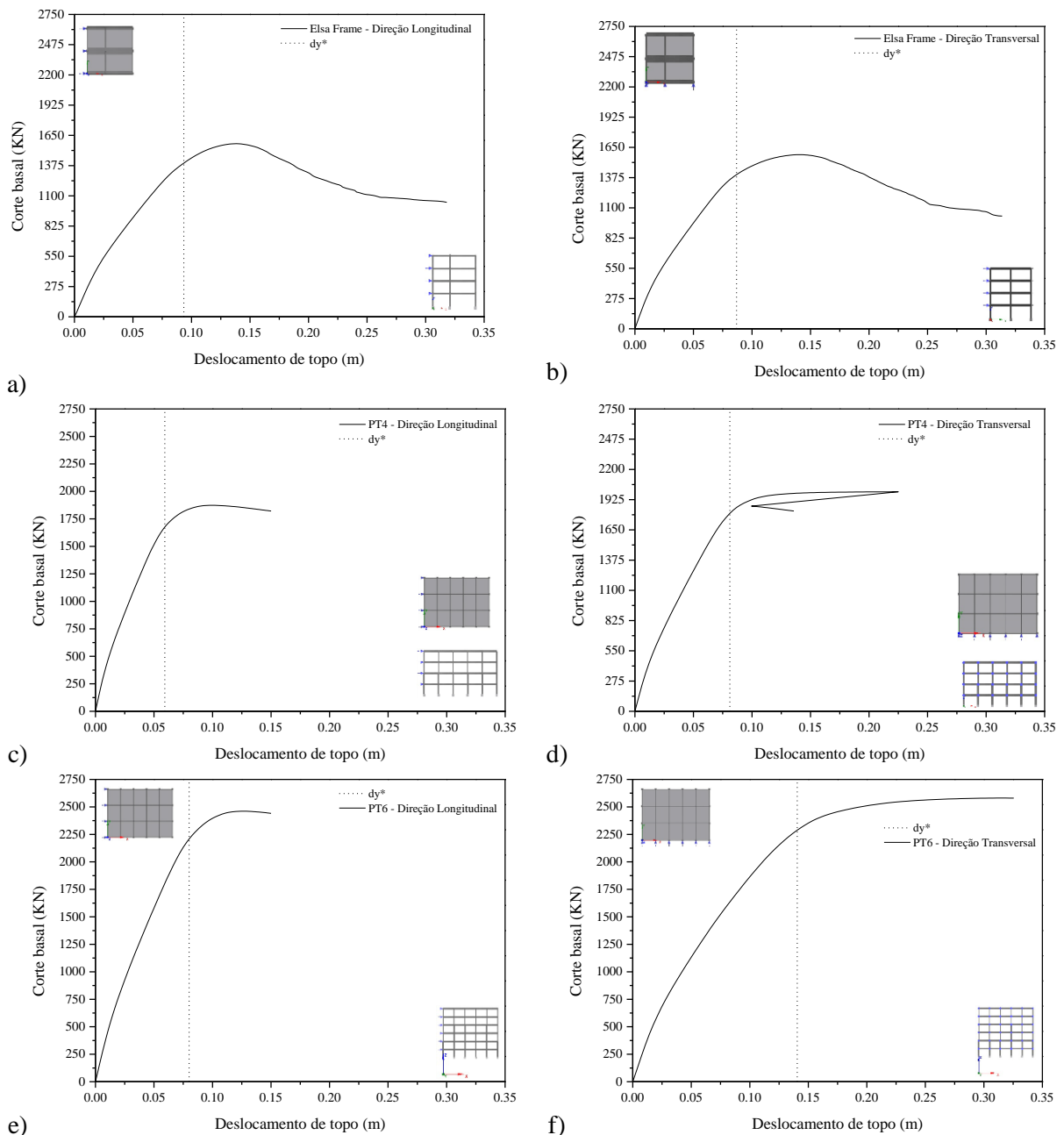
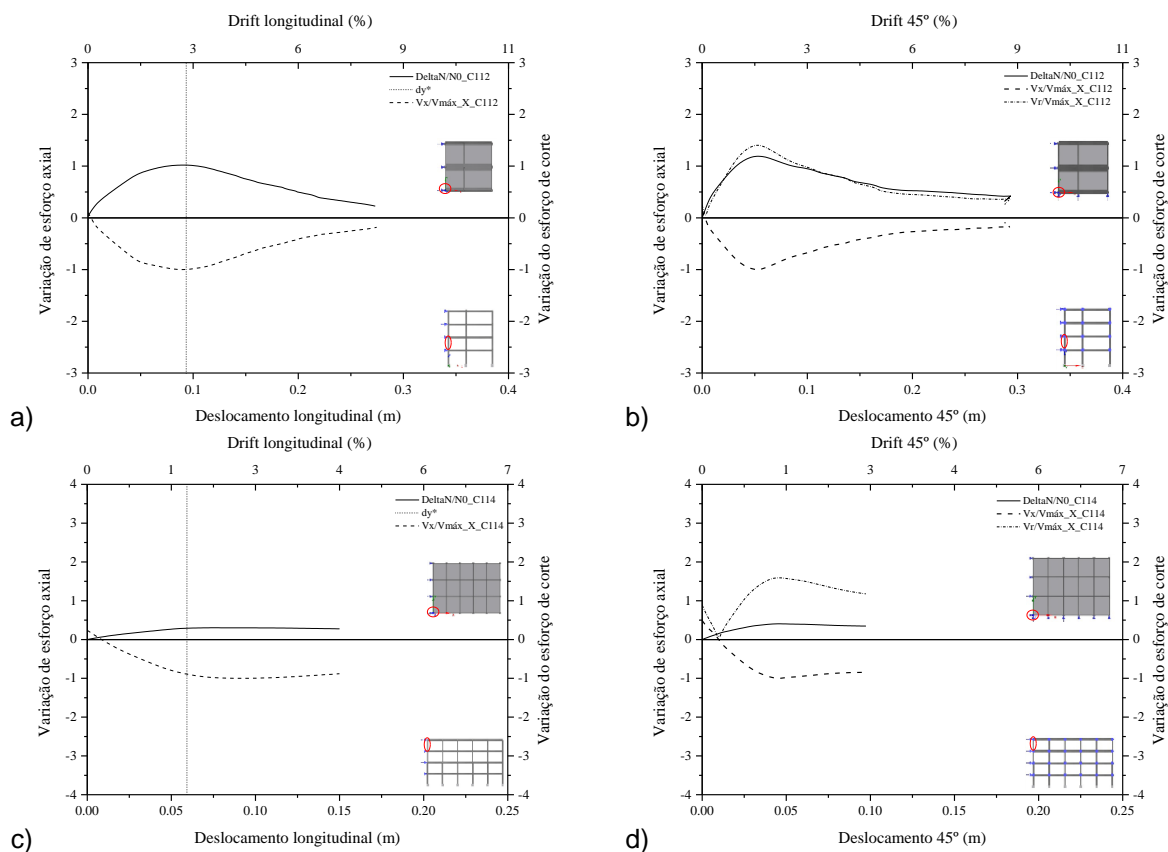


Fig. 5.2-Curvas de capacidade resultantes: a) e b) edifício ELSA Frame, direções longitudinal e transversal c) e d) edifício PT4, direções longitudinal e transversal e) e f) edifício PT6, direções longitudinal e transversal

5.3.2. CURVAS DE VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS AXIAIS E DE CORTE RELATIVOS EM FUNÇÃO DOS DESLOCAMENTOS E DO *DRIFT*

Na Fig. 5.3 são representados alguns dos gráficos obtidos das curvas de resultados das variações relativas do esforço axial e do esforço de corte em função do deslocamento e do *drift* de cada piso obtidos através da análise *pushover* na direção longitudinal.

Nas figuras Fig. 5.3 a), c) e e) ilustra-se as variações relativas do esforço axial (traço contínuo), e do esforço de corte (tracejado), devido a análises *pushover* na direção longitudinal. Por sua vez, nas figuras Fig. 5.3 b), d) e f), apresentam-se as variações relativas do esforço axial (traço contínuo), as variações relativas ao esforço de corte (tracejado com maiores espaçamentos) obtidas através do quociente entre a variação absoluta do esforço de corte e o valor máximo do esforço de corte na direção longitudinal, e a curva da resultante das variações relativas do esforço de corte nas duas direções de carregamento em relação ao esforço de corte máximo na direção longitudinal (tracejado com espaçamentos menores). Nos gráficos apresentados na figura Fig. 5.3 o valor das curvas apenas foram representados no segundo quadrante para facilitar a leitura e a análise dos mesmo gráficos.



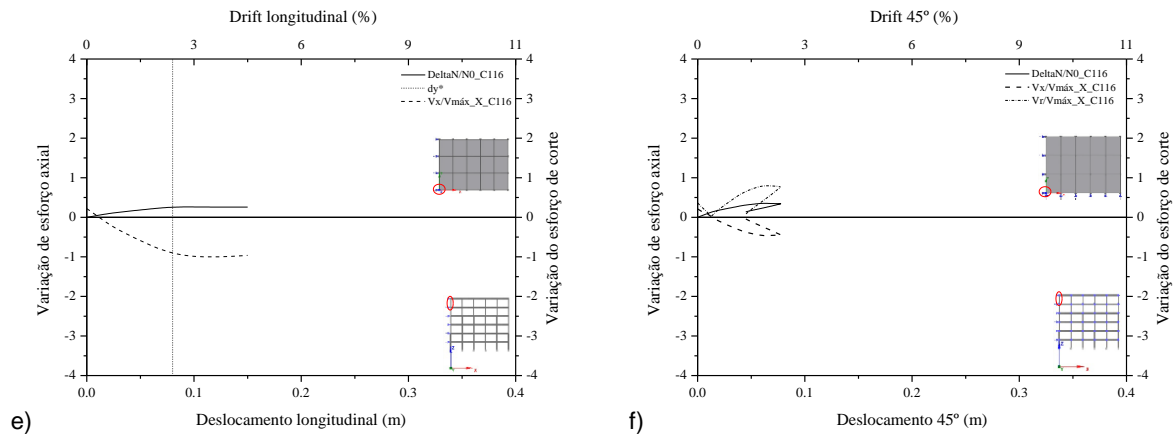


Fig. 5.3- Curvas de variação dos esforços axiais e de corte, função de deslocamentos/drift de cada piso para o pilar de canto: a) e b) edifício ELSA Frame, c) e d) edifício PT4, e) e f) edifício PT6

Para todos os casos de estudo, a observação destes resultados, permitiu perceber que o deslocamento em que se atinge a variação do esforço axial máximo coincide com aquele para o qual se atinge a máxima variação do esforço de corte. Todos os resultados incluídos no Anexo B têm idênticas características, corroborando a conclusão anterior para todos os pilares analisados dos três casos de estudo.

5.3.3.VARIAÇÃO DO ESFORÇO AXIAL COM O DESLOCAMENTO LATERAL DE CADA PISO E A SUA RELAÇÃO COM O DESLOCAMENTO DE CEDÊNCIA D_y^*

Nesta secção apresenta-se, para os três edifícios estudados, a evolução da variação relativa do esforço axial nos pilares (de canto, lateral de fachada e central), nos seus quatro troços em altura, em função do deslocamento de cada piso nas direções longitudinal e transversal, para cada edifício. Tal como o deslocamento, o valor do *drift* representado corresponde ao drift de cada piso. Em cada gráfico, correspondente a cada um dos pilares, inclui-se a evolução para os vários troços em altura.

5.3.3.1.Edifício Elsa Frame

Na Fig. 5.4, apresentam-se os resultados da variação relativa do esforço axial em função do deslocamento de cada piso e do *drift* de cada piso, em três pilares (canto; fachada; central), obtidos da análise *pushover* na direção longitudinal do edifício. Na Fig. 5.4 foram condensados os gráficos dos resultados obtidos para os diferentes troços do pilar e representado o valor do deslocamento de cedência do topo do edifício (d_y^*), na mesma direção longitudinal. Nos gráficos são apresentados os valores do *drift* e dos deslocamentos de cedência ($d_{y^*_C}$) de cada piso.

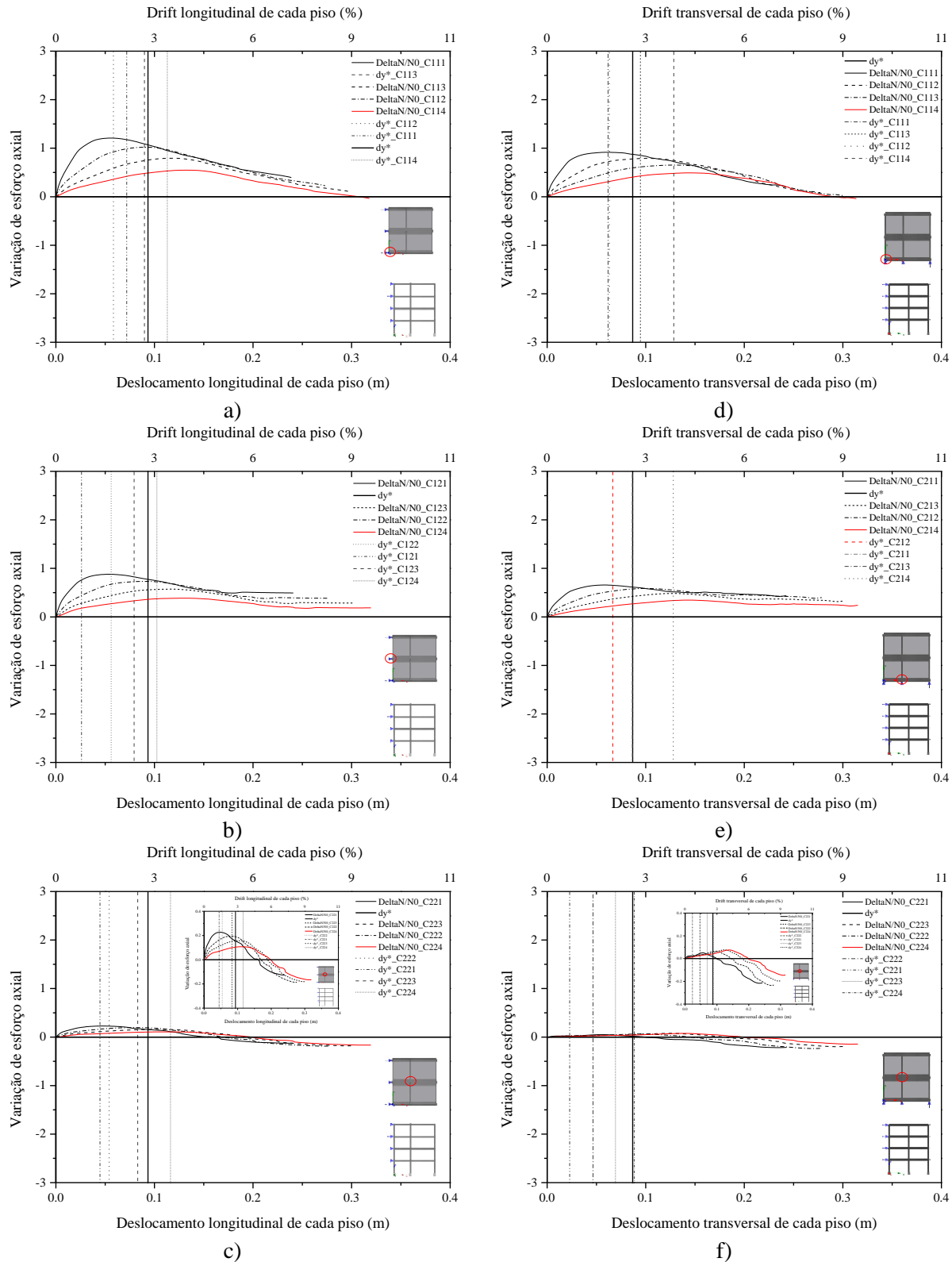


Fig. 5.4- Edifício ELSA Frame: variação relativa do esforço axial vs. deslocamento/drift de cada piso, direção longitudinal no pilar a) de canto, b) de fachada, c) central e, direção transversal no pilar d) de canto, e) de fachada e f) central.

Analisando os resultados da variação relativa do esforço axial face aos deslocamentos de cedência de cada piso ou troço do pilar (d_y^*C) na direção longitudinal, verifica-se que a variação máxima relativa

do esforço axial ocorre para deslocamentos superiores ao de cedência para cada troço dos pilares em análise, evidenciando que depois de atingido o ponto de cedência em cada troço do pilar se continua a verificar um aumento da variação relativa do esforço axial nos correspondentes troços de cada pilar, com valores mais elevados no pilar de canto e menores valores no pilar central (Fig. 5.4 a);b);c)).

Para melhor compreensão da análise realizada, pode ser observada com detalhe a Fig. 5.4 a), correspondente ao pilar de canto. Para o troço do pilar compreendido entre o rés-do-chão e o primeiro piso, regista-se o maior valor de variação relativa do esforço axial, comparativamente com os restantes troços do pilar de canto. Analisando agora o troço compreendido entre o terceiro e quarto piso regista-se o menor valor de variação relativa do esforço axial. As mesmas conclusões são retiradas a partir da análise dos restantes gráficos para o pilar central e de fachada na direção longitudinal (Fig. 5.4 b);c)).

Efetuando o mesmo tipo de análise descrita anteriormente, é possível averiguar que, para a análise *pushover* na direção transversal é mais uma vez verificado que à medida que são analisados os troços dos pilares em altura, se observa que a variação máxima relativa do esforço axial ocorre para deslocamentos de cada piso superiores ao deslocamento de cedência registado para o correspondente troço do pilar em análise, demonstrando que depois de atingido o ponto de cedência em cada troço do pilar se continua a verificar um aumento da variação relativa do esforço axial no correspondente troço do pilar, registando-se valores mais elevados de variação máxima relativa do esforço axial no pilar de canto, sendo que se registam menores valores no pilar central (Fig. 5.4 d);e);f)).

Comparando agora o deslocamento de cedência do topo do edifício (d_y^*), com o deslocamento de cedência de cada troço do pilar (d_{y^*C}) e com os valores da variação relativa do esforço axial, verifica-se numa primeira análise que no troço do pilar compreendido entre o segundo e o terceiro piso e o terceiro e o quarto piso se registam os valores máximos da variação relativa do esforço axial deslocamentos superiores ao de cedência do topo do edifício ELSA Frame (d_y^*) (Fig. 5.4).

5.3.3.2. Edifício PT4

Voltando a realizar o mesmo procedimento adotado no ponto 5.3.3.1, é possível observar, também no edifício PT4, tanto para o *pushover* realizado na direção longitudinal como na direção transversal, que a máxima variação relativa do esforço axial ocorre para deslocamentos superiores ao deslocamento de cedência (d_{y^*C}) registados para cada troço dos pilares em análise, mostrando que depois de atingido o ponto de cedência em cada troço do pilar se continua a verificar um aumento da variação relativa do esforço axial, registando-se valores mais elevados no pilar de canto e menores valores no pilar central (Fig. 5.5 b); c); d); e); f)). No entanto analisando em particular os troços dos pilares compreendidos entre os primeiros pisos apresentados na Fig. 5.5 observa-se que no edifício PT4, ao contrário do que se observa no edifício ELSA Frame, apenas são registados os resultados da variação relativa do esforço axial até deslocamentos muito próximos do deslocamento de cedência. Esta diferença entre os resultados dos dois primeiros pisos deve-se provavelmente ao facto de o edifício PT4 ter sido dimensionado segundo as normas presentes na regulamentação RSA (RSA, 1983) e REBAP (PORTUGAL–Leis, 1983), onde foi utilizada uma metodologia de dimensionamento direto, em que o comportamento em regime não-linear não é prioridade, apesar de o REBAP preconizar algumas exigências que têm como base o conceito de “*Capacity Design*” para estruturas com ductilidade melhorada, assumindo o conceito de ductilidade como princípio de conceção antissísmica, garantindo uma resposta mais eficaz em termos de resistência, permitindo a deformação plástica, dissipando a energia transmitida pelos sismos.

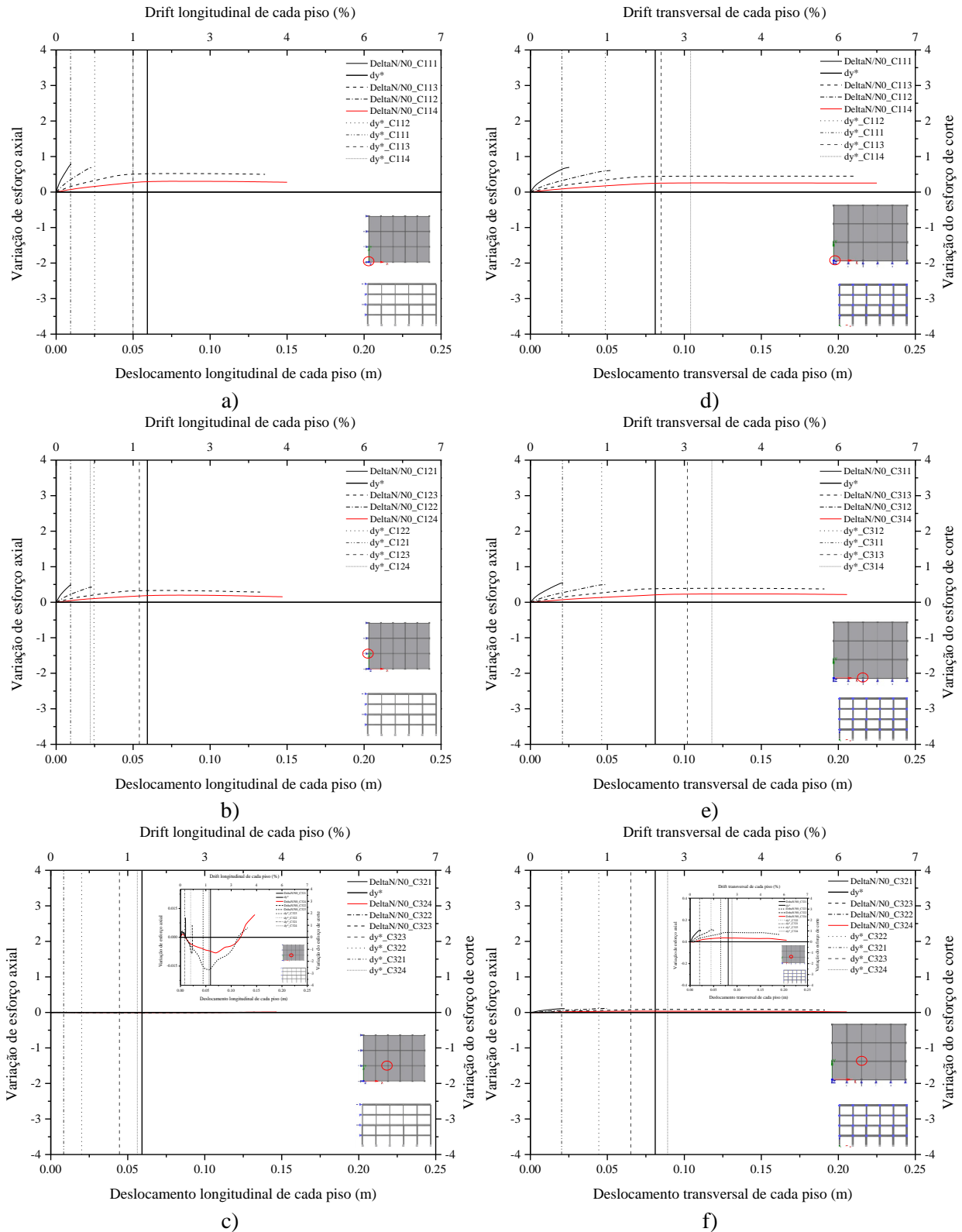
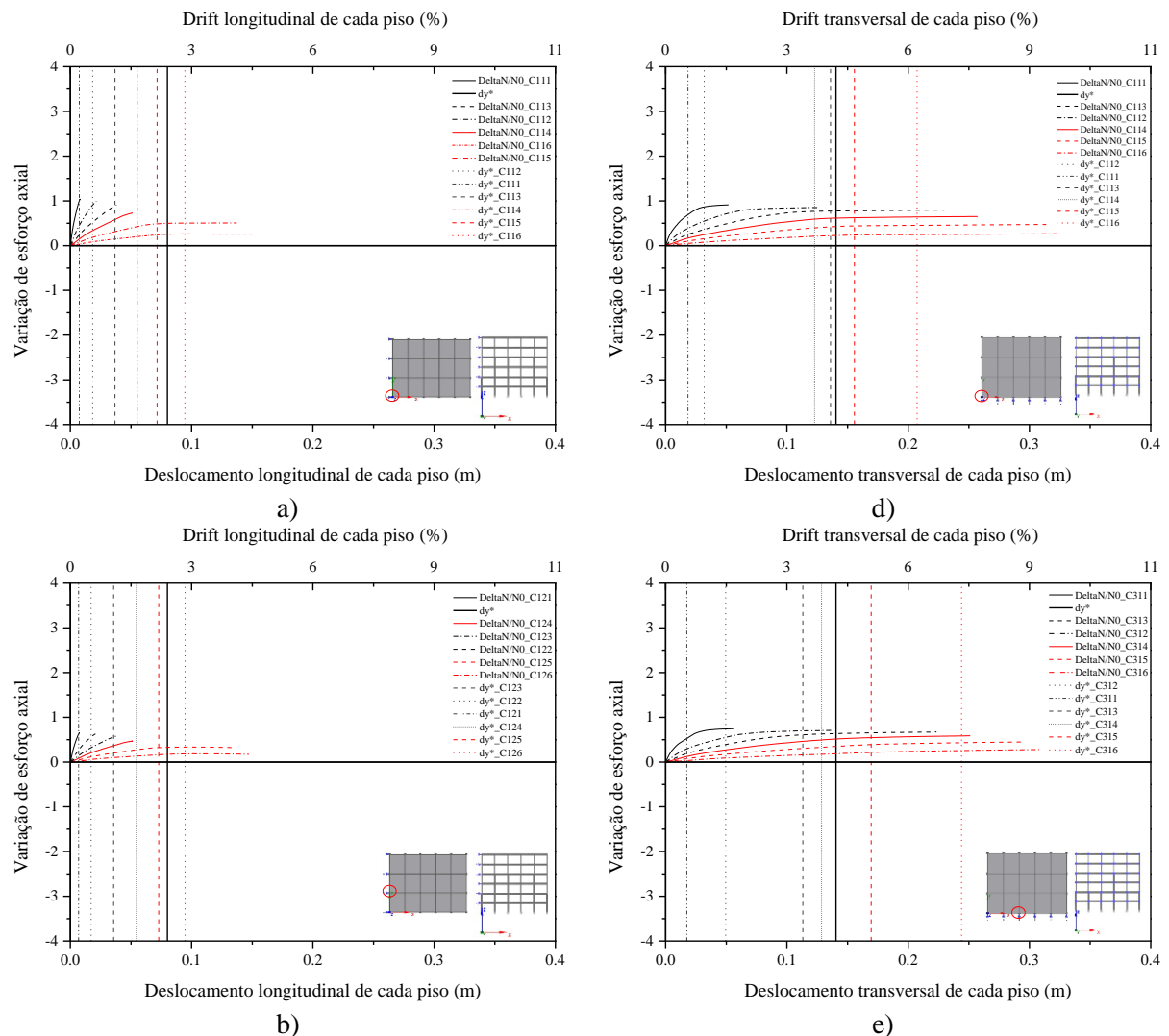


Fig. 5.5- Edifício PT4: variação relativa do esforço axial vs. deslocamento/*drift* de cada piso, direção longitudinal no pilar a) de canto, b) de fachada, c) central e, direção transversal no pilar d) de canto, e) de fachada e f) central.

5.3.3. Edifício PT6

Aplicando, por último, o mesmo tipo de análise comportamental ao edifício PT6, tanto para análises *pushover* na direção longitudinal, como na direção transversal, também é verificado que a variação máxima relativa do esforço axial ocorre para deslocamentos superiores ao deslocamento de cedência ($d_y^* \cdot C$) registados para cada troço dos pilares em análise, registando-se valores mais elevados de variação máxima relativa do esforço axial no pilar de canto, sendo que se registam menores valores no pilar central (Fig. 5.6). Tal como no edifício PT4, também no edifício PT6 se observa que nos troços dos pilares compreendidos entre os primeiros pisos apresentados na Fig. 5.6, apenas são registados os resultados da variação relativa do esforço axial até deslocamentos muito próximos do deslocamento de cedência. Esta diferença entre os resultados dos dois primeiros pisos tal como no edifício PT4, deve-se provavelmente ao facto de o edifício PT6 ter sido dimensionado segundo as normas presentes na regulamentação RSA (RSA, 1983) e REBAP (PORTUGAL–Leis, 1983), onde algumas exigências que têm como base o conceito de “*Capacity Design*” através das estruturas com ductilidade melhorada, assumindo um conceito de ductilidade como princípio de conceção antissísmica, garantindo uma resposta mais eficaz em termos de resistência, permitindo a deformação plástica, dissipando a energia transmitida pelos sismos.



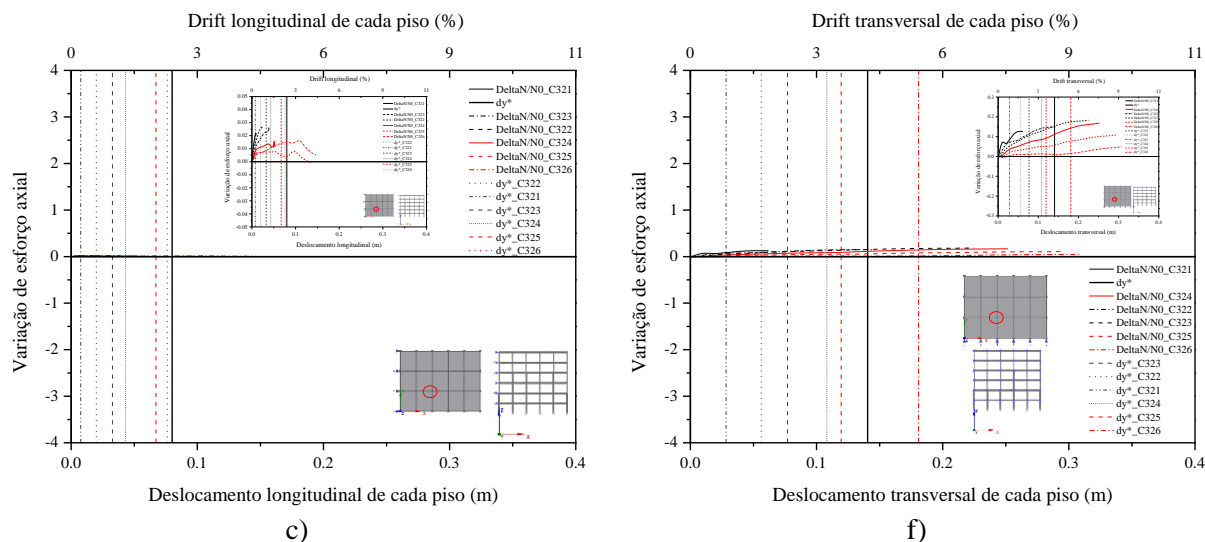


Fig. 5.6- Edifício PT6: variação relativa do esforço axial vs. deslocamento/*drift* de cada piso, direção longitudinal no pilar a) de canto, b) de fachada, c) central e, direção transversal no pilar d) de canto, e) de fachada e f) central.

5.3.4. VARIAÇÃO DO ESFORÇO AXIAL FACE À LOCALIZAÇÃO

Numa primeira avaliação global dos valores da variação do esforço axial, ilustrados na Fig. 5.7, verifica-se que dos três pilares analisados, os pilares de canto apresentam maiores percentagens de variação do esforço axial (entre 70% e 120% no primeiro piso e entre 25% e 75% no último piso), seguindo-se os pilares de fachada (entre 49% e 87,5% no primeiro piso e entre 24% e 37%), sendo que é nos pilares centrais que se observa a menor variação dos esforços (entre 10% e 24% no primeiro piso e 9% a 12,5% no último piso). A tendência comprovada anteriormente é comum para os três casos de estudo, e vem confirmar que, nos pilares centrais sujeitos a ações horizontais, a variação dos esforços axiais é consideravelmente mais baixa para todos os pisos analisados, não sendo os elementos que mais condicionam a resposta da estrutura. Por outro lado, sendo os pilares de canto os pilares que possuem mais flexão biaxial, este efeito combinado é mais complexo, podendo mesmo condicionar a resposta estrutural.

Continuando com a análise global dos gráficos, mas verificando a evolução da variação relativa do esforço axial consoante a altura do troço do pilar, constata-se, para as duas análises *pushover* realizadas. Este fenómeno também é comum para os três casos de estudo (Fig. 5.7). Esta constatação está de acordo com os resultados dos ensaios experimentais detalhados na seção 3.2, pois os valores mais altos registados da variação relativa do esforço axial ocorrem para os troços dos pilares dos pisos mais baixos.

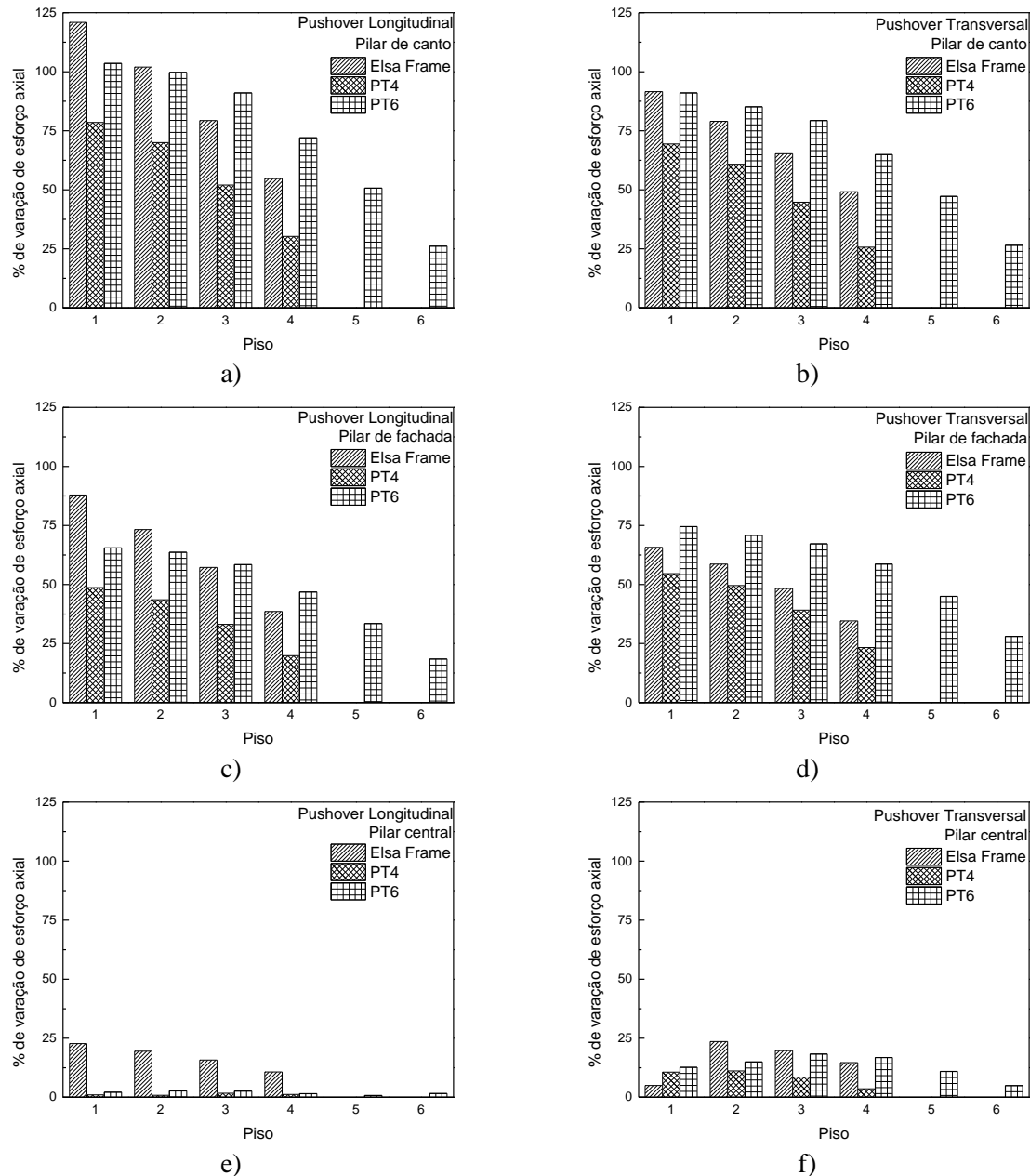


Fig. 5.7- Variação percentual do esforço axial, segundo a sua posição em altura e em planta, obtidas das análises pushover longitudinal e transversal, para pilares de canto, a) e b), de fachada, c) e d) e central, e) e f).

Analisando agora em mais pormenor os gráficos presentes na Fig. 5.7 a), b), referentes ao pilar de canto, não se verificam diferenças significativas entre os valores dos esforços axiais máximos registados entre as duas direções analisadas para os edifícios PT4 e PT6, sendo que se registam em cada piso entre 8% e 20% no edifício PT4 nas direções longitudinal e transversal e para o edifício PT6 entre 3% e 20% na direção longitudinal e entre 5% e 20% na direção transversal. A mesma tendência é verificada nos restantes pilares. Apesar do dimensionamento dos edifícios PT4 e PT6 ter sido realizado segundo as mesmas normas verifica-se uma grande diferença entre os resultados da variação máxima relativa do esforço axial nos pilares analisados nos dois edifícios, tendência que poderá estar relacionada com facto de os pilares do edifício PT6 serem mais robustos. No edifício ELSA Frame é observada uma ligeira diferença entre os valores dos esforços axiais máximos obtidos entre as duas direções analisadas, sendo registados valores entre 19% e 25% na direção longitudinal e 13% e 17%

na direção transversal. O mesmo também é verificado nos restantes pilares analisados deste edifício. Esta ligeira diferença poderá deve-se ao facto de, apesar da geometria do edifício em planta apresentar um comprimento lateral igual nas duas direções, existir uma pequena diferença no comprimento das vigas nos pórticos da direção longitudinal, possuindo um comprimento longitudinal de seis metros e outra um comprimento de quatro metros. No entanto devido ao facto de este fenómeno só ser verificado no edifício ELSA Frame não se podem retirar conclusões definitivas desta verificação mas apenas se pode levantar a questão da influência das irregularidades em planta na variação deste esforço nas duas direções principais.

5.3.5.COMENTÁRIOS FINAIS

Na sequência das análises não-lineares *pushover*, observou-se que, a variação máxima relativa do esforço axial ocorre para deslocamentos superiores ao deslocamento de cedência (d_y^*C) registados para cada troço dos pilares em análise, evidenciando que depois de atingido o ponto de cedência em cada troço do pilar se continua a verificar um aumento da variação relativa do esforço axial.

Tendo em conta a conclusão anterior, na análise da relação entre a envolvente de resultados da variação do esforço axial com o deslocamento de cedência da estrutura (d_y^*), obtidos nas curvas de capacidade para a estrutura global, observou-se que a variação máxima do esforço axial ocorria no primeiro troço do pilar diminuindo à medida que são analisados os troços dos pilares em altura. Comparando os valores da variação relativa do esforço axial nos três pilares em análise, verifica-se que se registam valores máximos no pilar de canto e os valores menores no pilar central, tendência que é observada para os três edifícios em análise. Comparando os deslocamentos de cedência do topo dos três edifícios (d_y^*) com os deslocamentos de cedência dos troços do último piso (ELSA Frame - $d_y^*_{C114}$; PT4 - $d_y^*_{C114}$; PT6 - $d_y^*_{C116}$), observa-se que os deslocamentos de cedência desses troços são superiores ao de cedência do topo do edifício.

Através da comparação dos valores máximos percentuais da variação do esforço axial registados para os três pilares distribuídos em planta (canto; fachada; central) verificou-se que é nos pilares de canto que ocorre a maior variação do esforço axial, seguindo-se os pilares de fachada, sendo que é nos pilares centrais que são registadas as menores variações. Quando analisado o comportamento em altura verificou-se que a percentagem de variação do esforço axial diminui em altura, sendo os valores mais elevados de variação registados para os pilares inferiores e os valores mais baixos de variação registados para os pilares superiores. Para além das variações em planta e em altura do esforço axial também se verificou uma ligeira diferença entre os estes valores registados em cada piso para a direção longitudinal e os valores registados em cada piso para a direção transversal, coincidindo esta pequena diferença com algumas irregularidades em planta.

5.4.ANÁLISES DINÂMICAS NÃO-LINEARES

Como foi descrito no ponto 4.5.2.2, para realizar esta análise foram impostos acelerogramas de nove sismos diferentes na base de cada edifício em estudo, adotando a ação sísmica em Lisboa, adaptada para os três casos aqui estudados. Dado que o principal objetivo destas análises é o de estudar o comportamento não linear da estrutura, todos os acelerogramas foram devidamente escalados por fatores de escala mais agravados ($F(EC8) \times F(adicionais)$).

Como na seção 5.3 se concluiu que no pilar de canto se registavam as maiores variações relativas do esforço axial e sendo os pilares que possuem mais flexão biaxial, este efeito combinado é mais

complexo, podendo mesmo condicionar a resposta estrutural. Deste modo na presente seção apenas serão analisados os resultados obtidos para estes pilares.

5.4.1.VARIAÇÃO DO ESFORÇO AXIAL EM FUNÇÃO DO DRIFT

No decorrer das análises não-lineares *pushover* nos edifícios, o carregamento é aplicado de forma estática. No entanto, como se sabe, a ação sísmica possui diversas características, que diferem de sismo para sismo e que podem influenciar a resposta final da estrutura.

Assim, para a verificar se o valor máximo da variação relativa do esforço axial é significativamente influenciado pelas características do sismo ou se a possível dispersão entre os valores obtidos para o conjunto de sismos analisados coincide aproximadamente com o valor obtido para a análise *pushover*, nesta secção são comparados os resultados obtidos nas análises dinâmicas não-lineares com os resultados obtidos nas análises estáticas não-lineares (*pushover*), sendo que os segundos já foram alvo de análises no subcapítulo 5.3.3. Os valores do *drift* apresentados nos gráficos da presente seção referem-se ao drift entre pisos.

Devido à grande quantidade de gráficos obtidos na análise dinâmica para os nove sismos analisados, todos os resultados obtidos foram colocados no Anexo C, sendo apenas apresentados no presente subcapítulo alguns dos gráficos finais, de forma a facilitar a compreensão dos principais pontos de interesse verificados, a seleção dos gráficos foi realizada de forma a facilitar a perceção das conclusões apresentadas. Para uma melhor comparação da resposta obtida para os três casos de estudo quando sujeitos às diferentes ações sísmicas adotadas, foram apresentados no anexo em subcapítulos diferentes os resultados obtidos para os três casos de estudo em cada análise dinâmica realizada.

A nomenclatura utilizada em cada gráfico, correspondente a cada um dos troços dos pilares, foi a mesma descrita no subcapítulo 5.3.3.

5.4.1.1.Edifício ELSA Frame

Através de uma análise global dos resultados obtidos, na Fig. 5.8 pode observar-se que a envolvente da variação relativa do esforço axial em função do *drift* entre pisos, apresentam valores máximos nos primeiros pisos, sendo cada vez menor em altura. Esta verificação vem reforçar as conclusões retiradas no subcapítulo 5.3.4 sobre a variação do esforço axial em altura, nomeadamente que se observam maiores valores de variação relativa do esforço axial nos troços inferiores dos pilares.

Realizada uma comparação entre as curvas de resultados obtidos para a variação relativa do esforço axial e a variação relativa do esforço de corte, para as duas direções analisadas, foi possível observar que em alguns troços do pilar, se atinge um comportamento elástico e principalmente nos troços inferiores do pilar se observava um comportamento inelástico, sendo os resultados diferentes entre os diferentes sismos e entre os diferentes troços analisados.

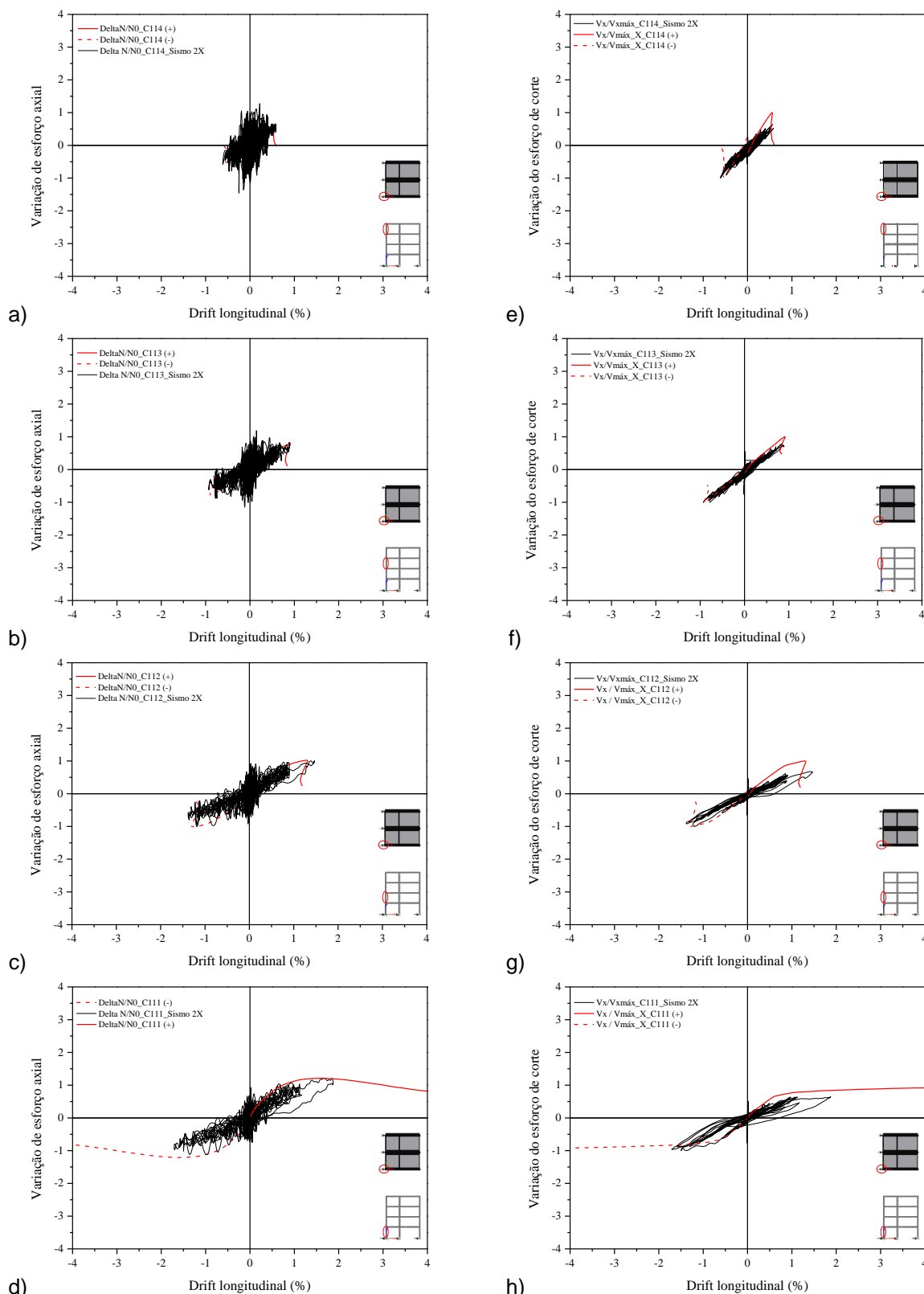


Fig. 5.8- Edifício Elsa Frame- Análise dinâmica não-linear (sismo 2x): variação de esforço axial a) C114, b) C113, c) C112, d) C111 variação do esforço de corte em função do drift longitudinal entre pisos, e) C114, f) C113, g) C112, h) C111

Através desta distinção com base nos resultados da variação relativa do esforço axial, nos troços dos pilares, observa-se que enquanto a estrutura possui um comportamento elástico, os valores máximos da variação do esforço axial são aproximadamente iguais aos registados para as análises pushover,

sendo que para este comportamento a resposta se aproxima da curva obtida nas primeiras análises (Fig. 5.8 a), e),b),f)); no entanto, depois de atingido o ponto de cedência e depois de se registar um comportamento inelástico na estrutura, observa-se que os resultados da variação do esforço axial apresentam uma ligeira amplificação, obtendo-se deste modo valores máximos ligeiramente superiores aos registados no comportamento elástico, sendo que para este caso em particular apenas se nota uma aproximação do correspondente máximo da curva obtida nas análises *pushover*, no entanto em alguns dos restantes resultados observou-se que eram ligeiramente superiores aos das análises *pushover* (Fig. 5.8 c), g),d),h) e Fig. 5.9 a)).

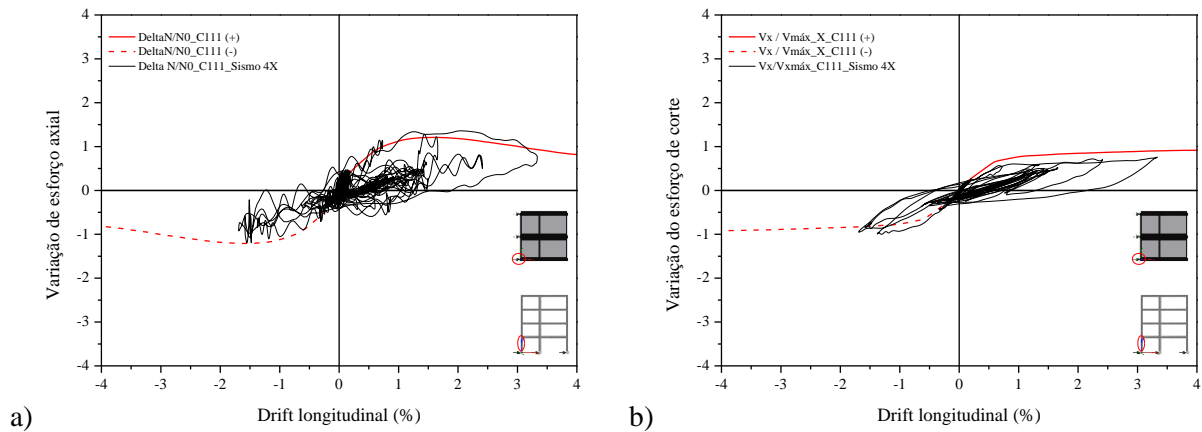
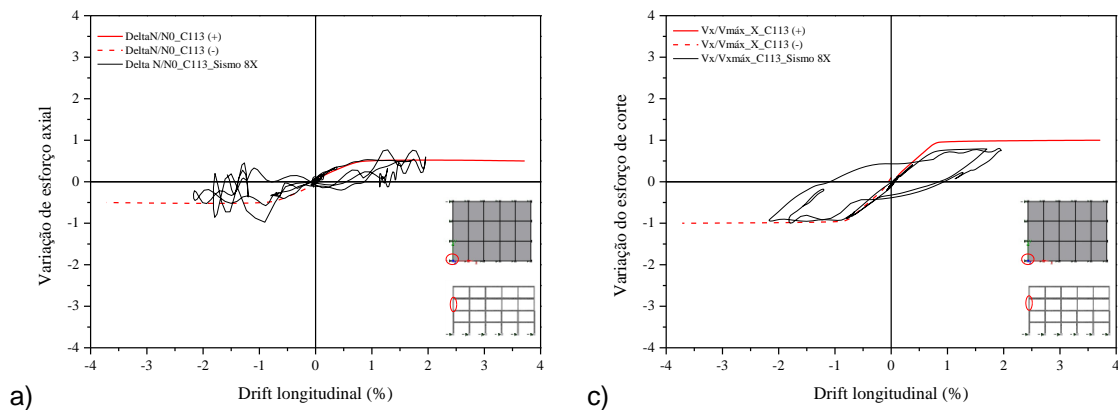


Fig. 5.9- Edifício Elsa Frame - Análise dinâmica não-linear (sismo 4X): resultados do pilar de canto em comportamento inelástico a) variação de esforço axial (C111) b) variação do esforço de corte (C111)

5.4.1.2. Edifício PT4

Adotando o mesmo tipo de análise realizada anteriormente, para os resultados obtidos no edifício PT4, verifica-se que, apesar das características do edifício serem as mesmas em todas as análises, a estrutura apresenta diferentes particularidades na sua resposta final, como pode ser observado na Fig. 5.10, na qual são apresentados os resultados obtidos para o mesmo troço do pilar para dois sismos diferentes na direção horizontal. Nas Fig. 5.10 a) e c) observa-se a plastificação do troço do pilar do piso três enquanto que na Fig. 5.10 b) e d) apenas se verifica a fissuração do mesmo.



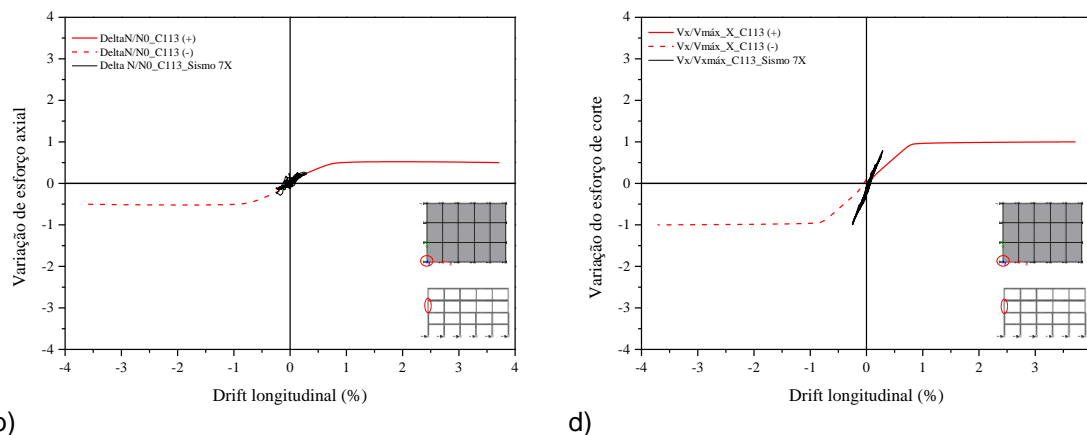
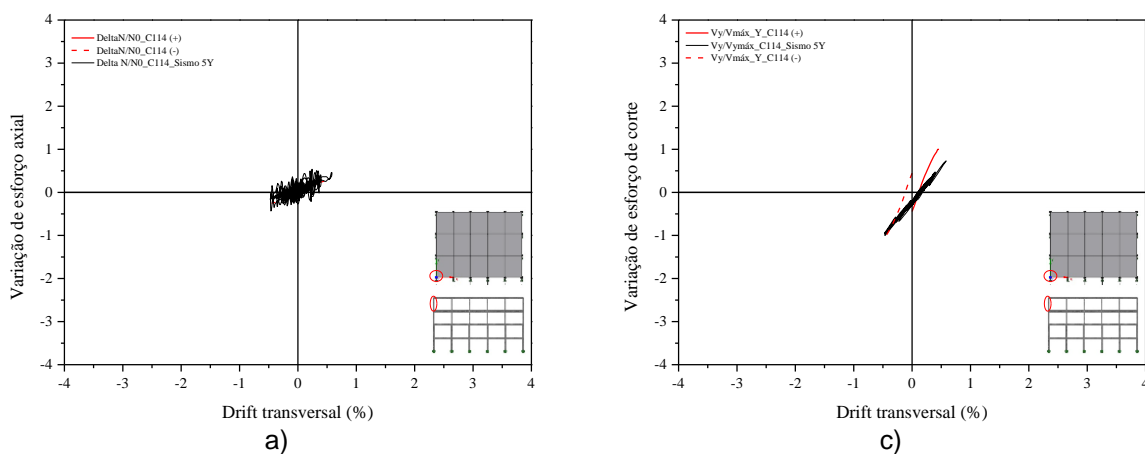


Fig. 5.10- Análise não-linear dinâmica- Edifício PT4: Gráficos da variação de esforço axial e de variação do esforço de corte em função do drift longitudinal entre pisos: a) e c) troço do pilar C113 (sismo 8X), b) e d) troço do pilar C113 (sismo 7X).

Para o presente edifício também foram comparados os troços dos pilares que possuem um comportamento elástico e os troços dos pilares onde se verifica um comportamento inelástico.

Numa primeira observação, para um conjunto de resultados de cerca de nove dos dezoito sismos, presentes no Anexo C, consegue-se observar claramente que as curvas obtidas para a variação do esforço axial em função do *drift* entre pisos, atingem valores máximos para os pisos inferiores, sendo que para os restantes esta variação se comprova como sendo cada vez menor. No entanto em alguns dos casos é observada uma pequena perturbação no troço do pilar do piso três, onde o comportamento inelástico do pilar é mais evidente, voltando o troço seguinte do pilar a apresentar envolventes ligeiramente inferiores, tal como é ilustrado na figura Fig. 5.11. Observado a tabela Tabela 4.1, referente às dimensões estruturais dos pilares, comprova-se que é exatamente neste troço de pilar que a seção transversal do mesmo diminui, o que justifica o comportamento observado.



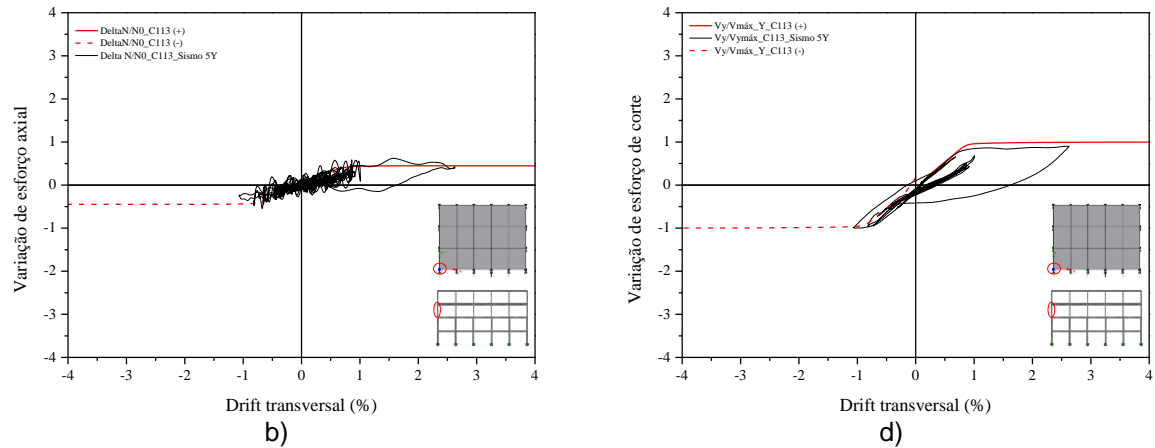
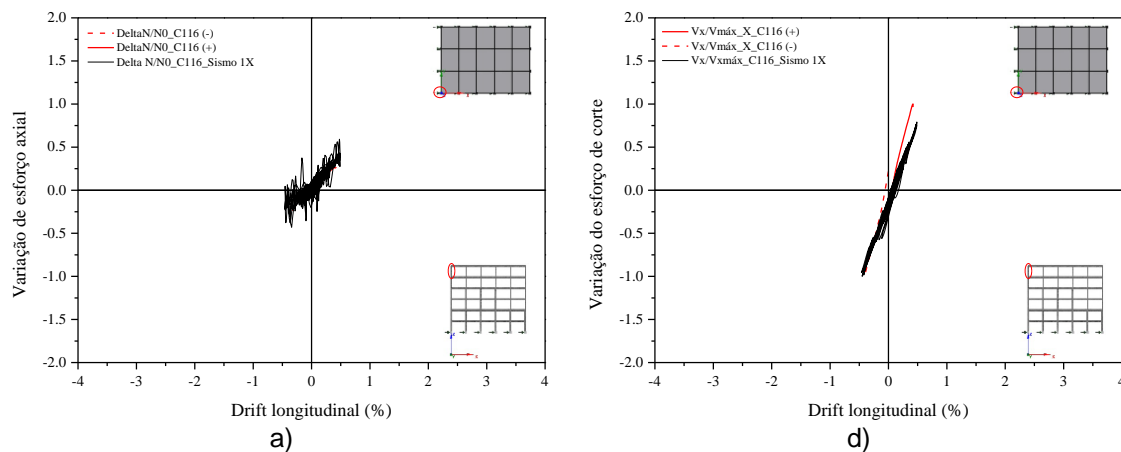


Fig. 5.11- Análise não-linear dinâmica- Edifício PT4: Gráficos da variação de esforço axial e de variação do esforço de corte em função do drift transversal entre pisos: a) e c) trecho do pilar C114 (sismo 5Y), b) trecho do pilar C113 (sismo 5Y).

Comparando os resultados obtidos para as análises não-lineares dinâmicas com os resultados obtidos nas análises não linear *pushover* verifica-se que para valores do *drift* entre pisos onde é ultrapassado o ponto de cedência (comportamento inelástico), se observam significativas variações do esforço axial, em relação às curvas obtidas para o instante em que se verificava o comportamento linear nas análises dinâmicas (Fig. 5.10 a) e c) Fig. 5.11b) e d)). O mesmo não se verifica para as curvas que mostram uma resposta elástica da estrutura (Fig. 5.10 b) e d) Fig. 5.11a) e c)).

5.4.1.3. Edifício PT6

Repetindo o mesmo processo de análise adotado para o edifício PT4 e ELSA Frame, para o presente edifício também foram comparados os treços dos pilares que possuem um comportamento elástico e os treços dos pilares onde se verifica um comportamento inelástico.



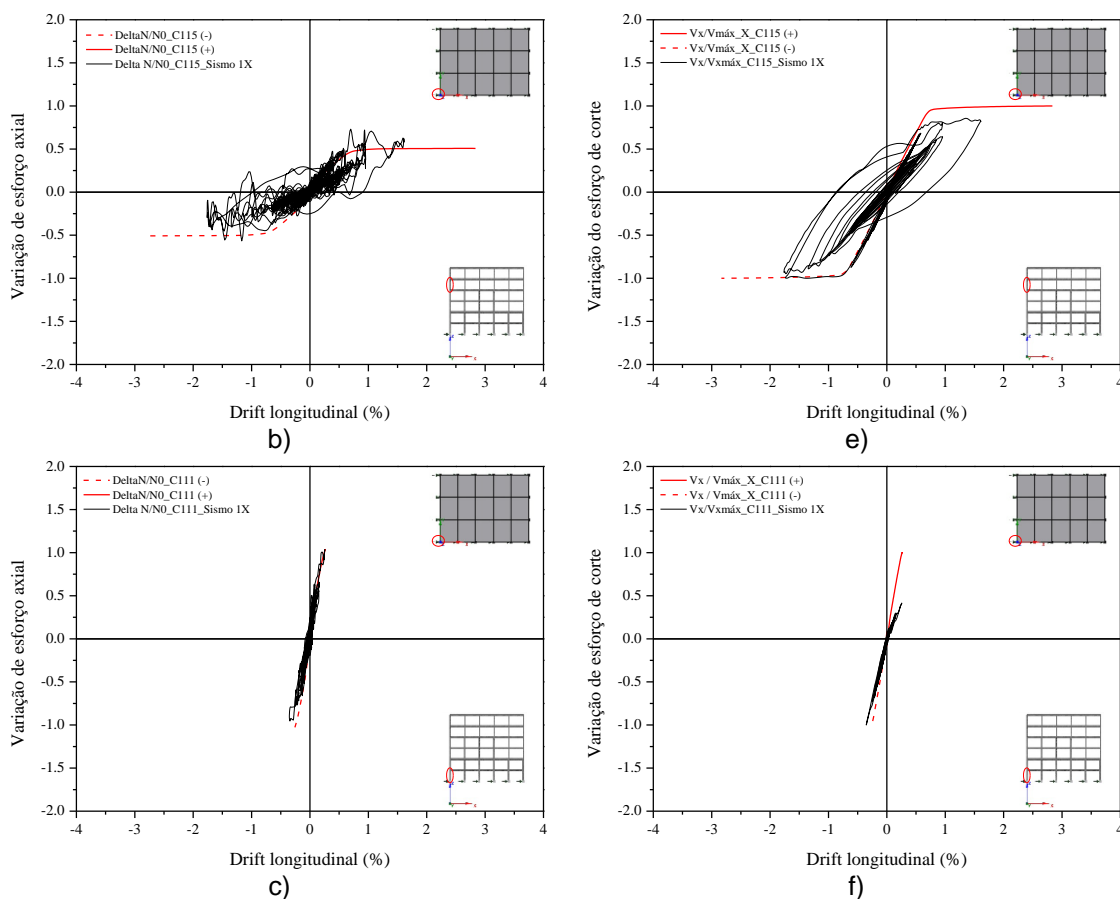


Fig. 5.12- Análise não-linear dinâmica- Edifício PT6 (sismo 1X): Gráficos da variação de esforço axial e de variação do esforço de corte em função do drift longitudinal entre pisos: a) e d) troço do pilar C116, b) e e) troço do pilar C115 c) e f) troço do pilar C111.

À semelhança dos restantes edifícios estudados, no edifício PT6, verifica-se que para a maior parte dos resultados das análises dinâmicas, as curvas da variação do esforço axial em função do *drift* entre pisos apresentam valores máximos de variação do esforço axial para os pisos inferiores, sendo que para o último piso se registam os valores mais inferiores (Fig. 5.12 a); c)). Para o presente caso, também se observa uma pequena alteração comportamental no troço do pilar compreendido entre o quarto e o quinto piso (Fig. 5.12 b)), sendo que observando a tabela Tabela 4.1, referente às dimensões estruturais dos pilares, comprova-se que, tal como no edifício PT4, é exatamente neste troço de pilar que a seção transversal do mesmo diminui, o que justifica o comportamento inelástico observado.

Comparando os resultados obtidos para as análises não-linear dinâmicas com os resultados obtidos nas análises não-linear *pushover* verifica-se que para valores do *drift* onde é ultrapassado o ponto de cedência (comportamento inelástico) se observam significativas variações do esforço axial, em relação à curva obtida nas análises dinâmicas (Fig. 5.12 b)). O mesmo não se verifica para as curvas que demonstram uma resposta elástica da estrutura (Fig. 5.12 a) e c)).

5.4.2. VARIAÇÃO MÁXIMA DO ESFORÇO AXIAL EM FUNÇÃO DA PGA – FLEXÃO UNIAXIAL

Nesta secção apresenta-se o valor máximo da variação relativa do esforço axial em função da relação entre a aceleração máxima de projeto (PGA) registada em cada sismo (

Tabela 4.6; Tabela 4.7) e a aceleração de projeto de cada edifício em estudo (Tabela 4.2), nas duas direções em análise. Devido à grande dispersão dos resultados obtidos nas análises dinâmicas não-lineares serão comparados os valores máximos da variação relativa do esforço axial com mesmos valores obtidos nas análises *pushover* e analisados na seção 5.3.4, para uma melhor compreensão dos resultados obtidos nestas análises.

Esta análise realizada em seguida será feita de forma detalhada, para cada um dos três casos de estudos analisando de forma cuidada cada troço do pilar de canto destes edifícios.

A nomenclatura utilizada em cada gráfico, correspondente a cada um dos troços dos pilares, foi a mesma descrita no subcapítulo 5.3.3.

5.4.2.1. Edifício ELSA Frame

Na figura Fig. 5.13 apresentam-se os resultados da variação relativa do esforço axial em função da relação entre a aceleração máxima de projeto (PGA) registada em cada sismo e a aceleração de projeto do edifício em estudo (Tabela 4.2), para o pilar de canto do edifício ELSA Frame nas duas direções em análise.

Numa primeira análise dos gráficos apresentados na figura Fig. 5.13, observa-se uma dispersão entre os diferentes valores máximos da variação relativa do esforço axial. Esta dispersão verificada poderá dever-se provavelmente ao facto de em alguns sismos, tal como é verificado na seção anterior, apenas se observar um comportamento elástico enquanto que nos restantes se regista um comportamento inelástico no pilar, obtendo-se desta forma alguns dos valores máximos ligeiramente inferiores aos restantes, mesmo que a aceleração de pico para os quais foram obtidos seja superior, pois para esta análise foram utilizados nove espectros de resposta diferentes.

Através de uma análise pormenorizada dos resultados apresentados na figura Fig. 5.13 d), referentes ao primeiro piso do pilar de canto do edifício ELSA Frame analisado na direção longitudinal, verifica-se que grande parte dos valores máximos relativos da variação do esforço axial se encontram num intervalo entre 120% a 140%, na mesma figura também é possível verificar que três registos máximos relativos da variação do esforço axial são ligeiramente inferiores ao intervalo mencionado anteriormente, sendo que a variação relativa máxima de aproximadamente 50% é registado para uma aceleração máxima sísmica (PGA) muito inferior à aceleração de projeto do edifício ELSA Frame. Os restantes dois registos apresentados na mesma figura mostram valores máximos da variação do esforço axial de 100% e 70% obtidos para acelerações sísmicas máximas (PGA) muito próximas da aceleração de projeto do edifício. Desta forma observa-se que tanto para valores da aceleração máxima sísmica (PGA) inferiores aos da aceleração de projeto do edifício como para valores inferiores da PGA superiores à aceleração de projeto do edifício não se observa uma tendência constante dos registos da variação máxima do esforço axial, não sendo possível retirar qualquer observação mais precisa sobre a relação das acelerações e a variação máxima relativa deste esforço. Comparando o valor máximo da variação relativa do esforço axial obtido na análise *pushover* para o troço do pilar em análise (aproximadamente 121%), verifica-se que apresenta um desvio de cerca de 19% em relação ao valor mais alto registado deste intervalo, no entanto é possível verificar que se encontra dentro do intervalo onde foram registados o maior número de valores na análise dinâmica não-linear (Fig. 5.7a)).

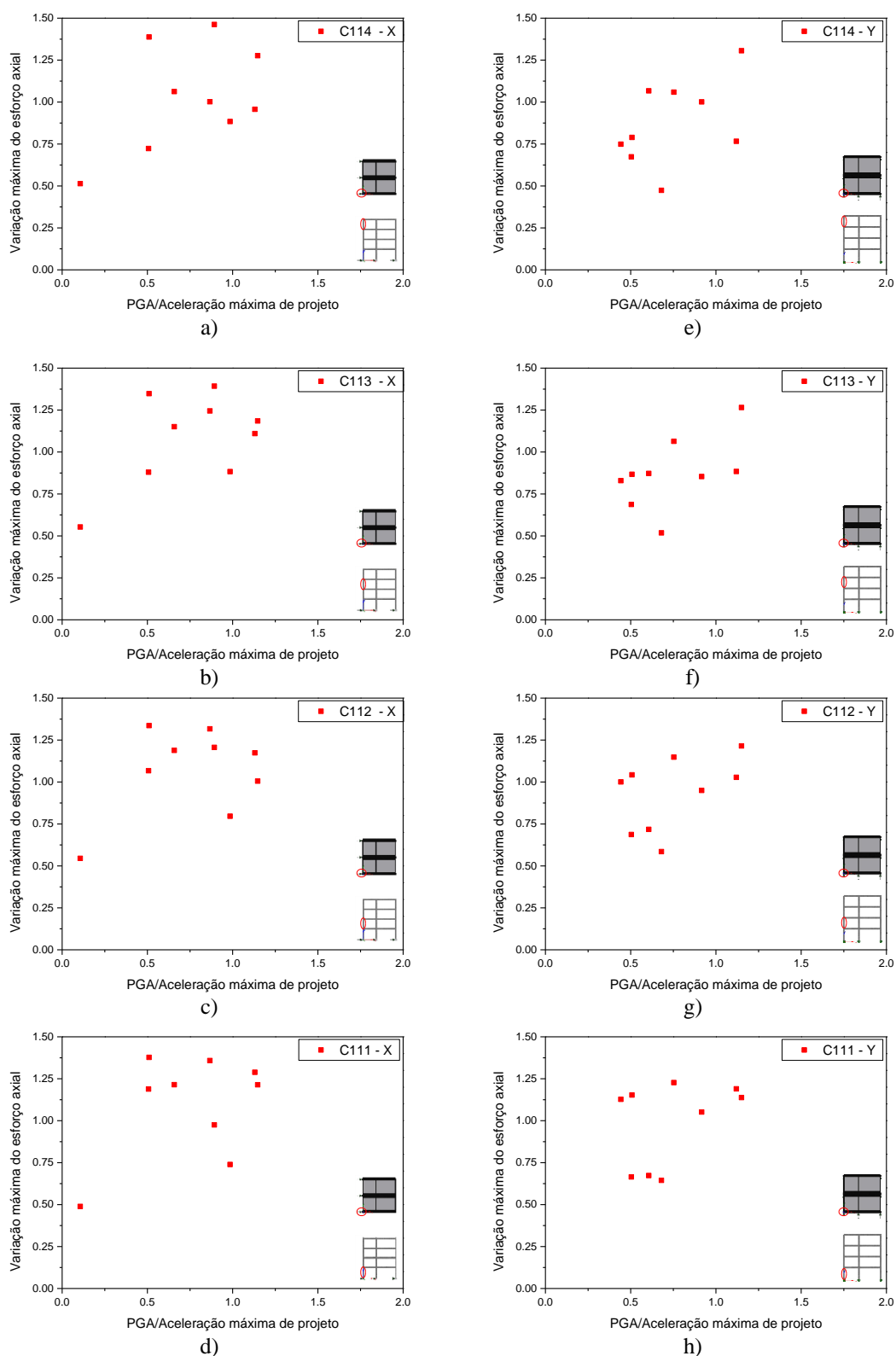


Fig. 5.13- Edifício ELSA Frame: variação máxima relativa do esforço axial vs. *relação entre PGA e a aceleração de projeto*, direção longitudinal a) C114, b) C113, c) C112, d) C111 e, direção transversal e) C114, f) C113 e g) C112 h) C111.

Analizando agora os resultados referentes ao troço do pilar do segundo piso, continua a verificar-se uma pequena dispersão nos valores máximos da variação do esforço axial para cada sismo, encontrando-se a maior parte num intervalo entre 100% a 135% (Fig. 5.13 c)). Mais uma vez não é possível retirar qualquer observação mais precisa sobre a relação entre as acelerações e a variação máxima relativa do esforço axial. Comparando mais uma vez estes resultados com o valor obtido para o pilar de canto, através da análise *pushover* longitudinal (aproximadamente 102%) (Fig. 5.7 a)), verificando-se apenas um desvio de 33% em relação ao limite superior do intervalo, encontrando-se dentro do intervalo onde foram registados o maior número de valores na análise dinâmica não-linear.

No troço do pilar relativo ao terceiro piso, verifica-se um cenário um pouco diferente, pois a maior parte dos valores máximos da variação do esforço axial registados estão dentro de um intervalo de aproximadamente 115% a 140%, tendo um número menor de valores sido registados abaixo 100% (Fig. 5.13 b)). Não é possível retirar qualquer observação mais precisa sobre a relação entre as acelerações e a variação máxima relativa do esforço axial. Para este caso em concreto, foram obtidos valores máximos de variação de esforço axial nas análises *pushover* de aproximadamente 79% (Fig. 5.7 a)). Através da comparação entre os valores registados para as duas análises, verifica-se um desvio de cerca de 61% em relação ao limite máximo do intervalo. Neste caso os valores registados na análise dinâmica são consideravelmente superiores ao valor obtido nas análises *pushover*.

Finalmente, analisando o troço referente ao último piso, observa-se que a maior parte dos valores analisados estão compreendidos entre um intervalo de 72% a 106%, sendo que os restantes apresentam valores ligeiramente superiores (Fig. 5.13 a)). Não é possível retirar uma observação mais precisa sobre a relação entre as acelerações e a variação máxima relativa do esforço axial. Voltando a comparar estes resultados com o obtido na análise *pushover* longitudinal no quarto piso (aproximadamente 55%), observa-se um desvio de cerca de 51% relativamente ao limite máximo do intervalo, sendo que também neste caso são registados na análise dinâmica, valores consideravelmente superiores aos obtidos nas análises *pushover*.

Analizando agora os resultados obtidos na análise não-linear dinâmica na direção transversal e começando numa primeira análise pelo pilar alusivo ao primeiro piso, a maioria dos resultados encontram-se num intervalo entre 100% e 123%, encontrando-se os restantes entre 64% e 68%. Comparando estes resultados com o valor obtido para a variação máxima do esforço axial na análise *pushover* transversal (aproximadamente 92%) (Fig. 5.7 a)), verifica-se um desvio de cerca de 31% entre os valores obtidos para as duas análises. Para o troço do pilar do segundo piso, os valores obtidos estão relativamente mais próximos do que no troço do pilar correspondente anterior, sendo que para seis dos nove sismos utilizados na análise, se encontram num intervalo entre 90% e 120%, sendo que para os restantes três sismos se registam valores máximos de aproximadamente 60% de variação relativa do esforço axial (Fig. 5.13 g)). Comparando mais uma vez estes resultados com a variação máxima do esforço axial obtida para a análise *pushover* (aproximadamente 79%) (Fig. 5.7 b)), observa-se um desvio de cerca de 41% entre os valores obtidos para as duas análises, mais precisamente em relação ao limite máximo de valores registados.

Para o troço do pilar alusivo ao terceiro piso, volta a ser verificado que para seis dos nove sismos utilizados na presente análises resultam valores máximos de variação do esforço axial de aproximadamente 70% a 90%, sendo que para os restantes três se verificam ligeiras diferenças (Fig. 5.13 f)). O correspondente valor obtido para a análise *pushover* é de cerca de 65% (Fig. 5.7 b)), verificando-se um desvio de cerca de 25% entre os valores obtidos para as duas análises.

Finalmente, no troço do pilar alusivo ao quarto piso é verificada uma maior dispersão entre os valores máximos do esforço axial, sendo que cinco dos nove resultados obtidos para os sismos apresentam

valores entre um intervalo de 50% a 78%, três resultados apresentam valores de aproximadamente 100% e um resultado apresenta um valor da variação máxima do esforço axial de cerca de 130% (Fig. 5.13 a)). Comparando os valores obtidos na análise dinâmica com o valor da variação máxima do esforço axial obtido no troço do pilar correspondente ao piso quatro da análise *pushover* transversal (aproximadamente 50%) (Fig. 5.7 b)), verifica-se um desvio de cerca de 28% com o valor mais alto da variação relativa do esforço axial registada.

Os resultados apresentados demonstraram-se muito variáveis, não tendo sido registada uma clara tendência face à relação entre a PGA e a aceleração de projeto do edifício ELSA Frame, no entanto visto que os intervalos onde tendencialmente são registados os valores máximos da variação do esforço axial não são elevados, podem ser obtidos os valores médios da variação relativa deste esforço. Em relação ao desvio verificado entre os resultados obtidos das análises *pushover* e as análises dinâmicas, variam entre 20% e 61%, possivelmente devido ao facto de nas análises dinâmicas não-lineares depois de atingido o comportamento inelástico na estrutura se observam significativas variações do esforço axial, em relação às curvas obtidas nas análises *pushover*, tal como é concluído no ponto 5.4.1 do presente trabalho.

5.4.2.2. Edifícios PT4

Aplicando o mesmo tipo de análise realizada anteriormente ao edifício PT4, verifica-se que os resultados obtidos na análise não-linear dinâmica na direção longitudinal, do troço do pilar do primeiro piso, encontram-se na sua maioria dentro do intervalo de valores da variação máxima do esforço axial entre 56 a 87%, sendo que em apenas dois dos nove resultados obtidos para os diferentes sismos registam valores fora deste intervalo (Fig. 5.14 d)). Comparando os valores obtidos na presente análise com o valor máximo da variação do esforço axial, obtido na análise *pushover* (aproximadamente 75%) (Fig. 5.7 a)) verifica-se que este valor se encontra dentro do intervalo onde foram registados a maior parte dos valores da variação do esforço axial obtidos na análise dinâmica, sendo que o desvio máximo entre os valores das duas análises é de cerca de 19%.

Para o troço do pilar do segundo piso, volta a ser verificada a mesma tendência, no entanto com o valor do intervalo de resultados mais pequeno, entre 57% a 82%, sendo que mais uma vez se regista dois dos nove resultados obtidos consideravelmente afastados do intervalo (Fig. 5.14 c)). Comparado o intervalo de valores obtido com o valor máximo da variação do esforço axial registado na análise não-linear *pushover*, para o presente troço do pilar analisado (aproximadamente 70%), verifica-se que este valor se encontra dentro do intervalo, apresentando apenas um desvio de até 13% em relação aos valores registados na análise não-linear dinâmica.

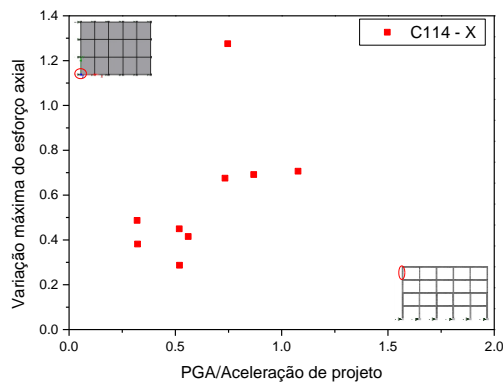
No troço do pilar compreendido entre o terceiro piso, verifica-se que sete dos nove valores máximos do esforço axial obtidos para os diferentes sismos se encontram compreendidos entre um intervalo de 53% a 79%, sendo que se voltam a verificar dois valores máximos consideravelmente afastados do intervalo. Na análise não-linear *pushover*, obteve-se para o presente troço do pilar analisado um valor máximo de aproximadamente 50%, ilustrado na figura Fig. 5.7 b) sendo ligeiramente inferior ao intervalo obtido na análise dinâmica, verifica-se relativamente aos valores mais elevados registados dentro do intervalo da presente análise, um desvio de até 33%.

Finalmente para o troço do pilar compreendido entre o quarto piso, é apresentado um intervalo de 29% e 70% para os valores máximos registados (Fig. 5.14 a)). Sendo que na análise não-linear *pushover* se registou um valor máximo da variação do esforço axial de aproximadamente 30% que se encontra

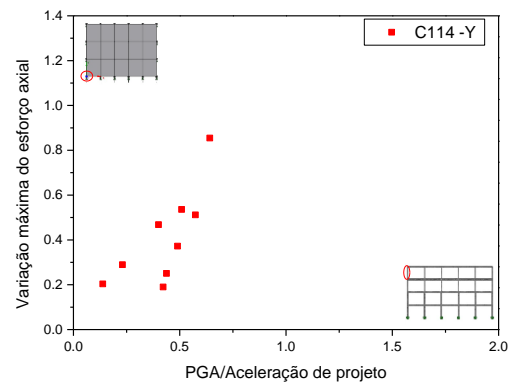
dentro do intervalo obtido na análise dinâmica não-linear, observando-se um desvio de cerca 40% em relação ao valor máximo registado (Fig. 5.7 a)).

Observando agora os resultados obtidos na direção transversal, mais concretamente o troço do pilar do primeiro piso, verifica-se que três dos nove resultados se concentram num intervalo de 72% a 94% e os restantes seis apresentam valores num intervalo de aproximadamente 29% a 49% (Fig. 5.14 h)). Comparando os intervalos de valores obtidos anteriormente com o valor máximo da variação do esforço axial obtido através da análise não-linear *pushover* (aproximadamente 70%), ilustrada na figura Fig. 5.7 b), verifica-se o valor registado nas análises *pushover* se encontra dentro dos intervalos referidos, sendo que em relação aos restantes seis resultados existe um desvio de 23% em relação ao valor mais afastado, registado no intervalo.

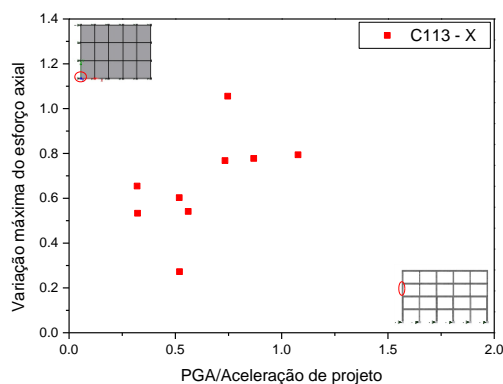
Para o troço do pilar do segundo piso, volta a ser verificada a mesma disposição do troço anterior, com um intervalo de valores registados entre 27% e 70%. Sendo que para o correspondente troço do pilar de canto, se obteve uma variação máxima de esforço axial de aproximadamente 60% (Fig. 5.7 b)), na análise não-linear *pushover*, que se encontra dentro do intervalo obtido na análise dinâmica não-linear, apresentando um desvio de 33% em relação ao valor mais afastado do intervalo e em relação a todos os restantes valores o desvio registado é menor.



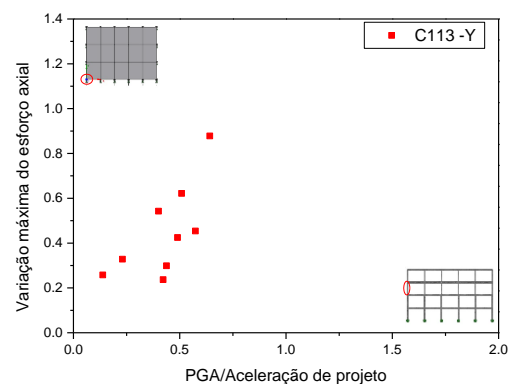
a)



e)



b)



f)

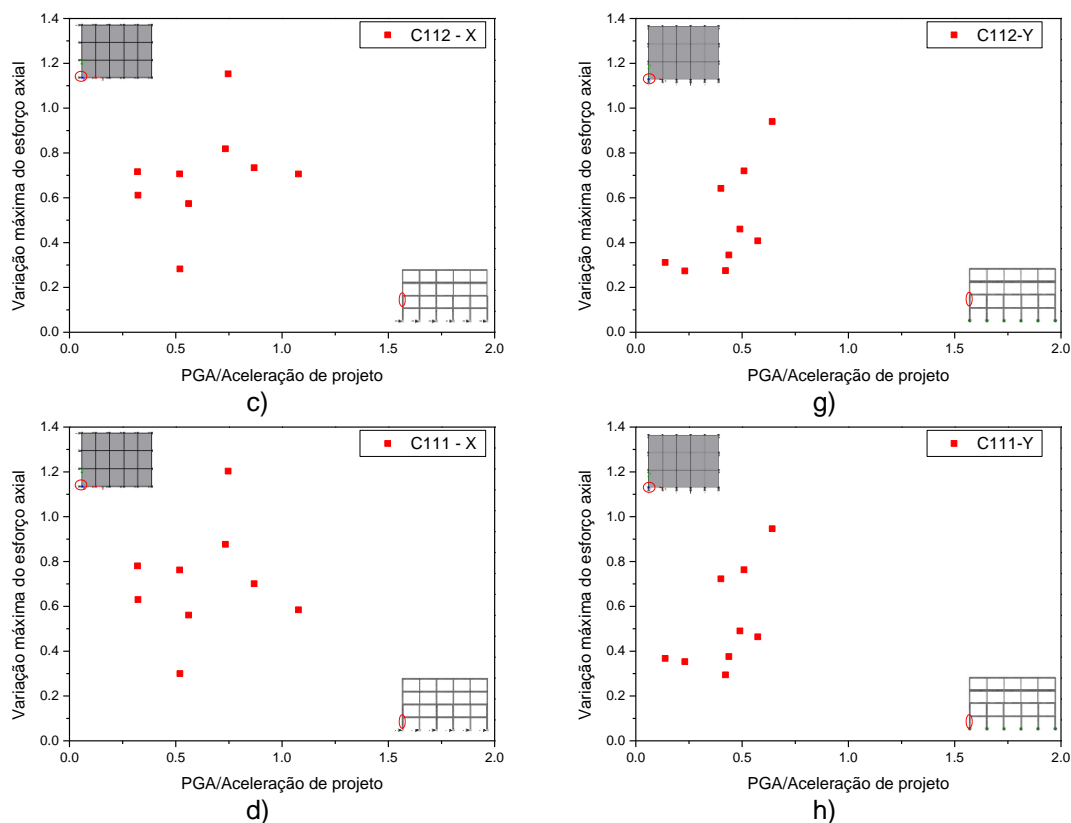


Fig. 5.14- Edifício PT4: variação máxima relativa do esforço axial vs. relação entre PGA e a aceleração de projeto, direção longitudinal no pilar de canto a) C114, b) C113, c) C112, d) C111 e, direção transversal no pilar de canto e) C114, f) C113 e g) C112 h) C111.

No troço alusivo ao terceiro piso, verifica-se que oito dos nove resultados se concentram no intervalo compreendido entre aproximadamente 23% e 62%, sendo que existe um resultado do valor máximo da variação do esforço axial bastante superior (*Fig. 5.14 f*). Voltando a proceder à comparação do valor máximo obtido através da análise *pushover* transversal (aproximadamente 40%) (*Fig. 5.7 b*)), com os valores registados no intervalo, verifica-se que o valor máximo da variação do esforço axial se encontra dentro do intervalo, registando-se um desvio máximo em relação aos valores mais elevados do intervalo de 22%.

Finalmente, para o troço do pilar do quarto piso, observa-se que oito dos nove valores da variação máxima do esforço axial estão compreendidos entre um intervalo de aproximadamente 19% a 54%, voltando a verificar-se que um dos valores da variação máxima do esforço axial é superior ao intervalo (*Fig. 5.14 e*)). Deste modo, comparando os resultados compreendidos entre o intervalo apresentado, com o valor máximo obtido na análise não-linear *pushover* (aproximadamente 25%) (*Fig. 5.7 b*)), verifica-se que este valor se encontra dentro do intervalo obtido nas análises não-lineares dinâmicas, apresentando um desvio de cerca de 29% em relação ao valor mais afastado presente neste intervalo.

Para o edifício PT4 também se verifica que os resultados apresentados demonstraram-se muito variáveis, não tendo sido registada uma clara tendência face à relação entre a PGA e a aceleração de projeto do edifício ELSA Frame. No entanto visto que os intervalos onde tendencialmente são registados os valores máximos da variação do esforço axial não são elevados, podem ser obtidos os valores médios da variação relativa deste esforço. Em relação ao desvio verificado entre os resultados obtidos das análises *pushover* e as análises dinâmicas, variam entre 13% e 40%, possivelmente devido ao facto de nas análises dinâmicas não-lineares depois de atingido o comportamento inelástico na

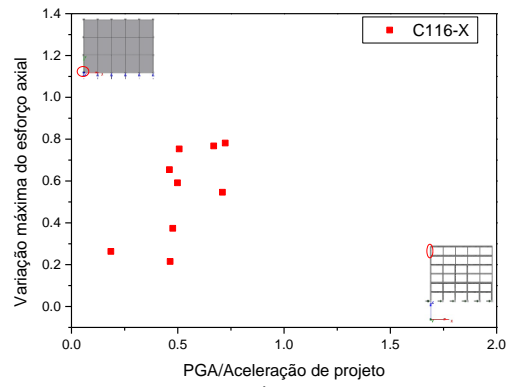
estrutura se observam significativas variações do esforço axial, em relação às curvas obtidas nas análises *pushover*, tal como é concluído no ponto 5.4.1 do presente trabalho.

5.4.2.3. Edifício PT6

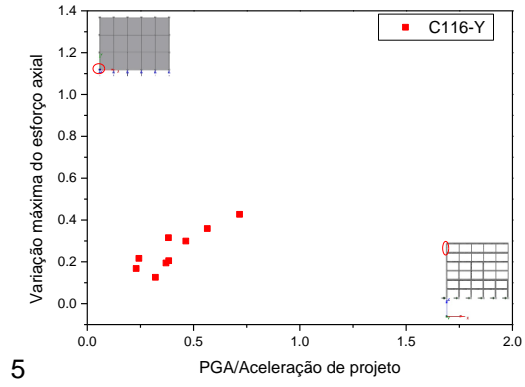
Aplicando o mesmo tipo de análise realizada para os restantes casos de estudo no edifício PT6, numa primeira análise global, as análises não-lineares dinâmicas realizadas na direção longitudinal apresentam para os troços dos pilares do primeiro ao quarto piso, uns resultados bastante dispersos da variação máxima de esforço axial.

Analisando em particular o troço compreendido entre o primeiro piso, verifica-se que quatro dos nove resultados estão compreendidos num intervalo entre aproximadamente 28% a 51%, sendo que os restantes cinco resultados se encontram num intervalo de cerca de 79% a 108%, não sendo possível fazer um agrupamento dos resultados (*Fig. 5.15 a*)), no entanto devido ao comportamento elástico da estrutura em alguns sismos apenas serão tidos em conta os resultados apresentados no segundo intervalo. Comparando os valores obtidos na análise não-linear dinâmica com o valor obtido na análise não-linear *pushover* (aproximadamente 100%) (*Fig. 5.7 a*)), verifica-se que se encontra dentro do segundo intervalo obtido na análise dinâmica não-linear, observando-se um ligeiro desvio de 10% em relação ao máximo obtido na presente análise.

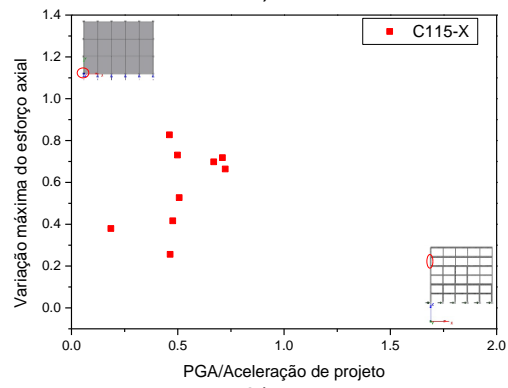
Tal como é verificado no troço do pilar do primeiro piso, também no segundo, terceiro e quarto pisos se verifica que devido ao facto de para alguns sismos não ter sido registado um comportamento inelástico em alguns troços dos pilares, não são obtidos os valores máximos do esforço axial para alguns dos maiores valores da relação entre a PGA e a aceleração máxima de projeto do edifício PT6 em análise, registando-se uma grande dispersão nos valores obtidos, sendo que para o troço do pilar do segundo piso, observa-se que quatro dos nove resultados finais estão compreendidos num intervalo de aproximadamente 29% a 51%, sendo que os restantes cinco resultados finais se encontram compreendidos num intervalo entre 87% a 102% (*Fig. 5.15 b*)). Porém comparando os resultados do intervalo obtidos na análise não-linear dinâmica com a variação máxima registada nas análises *pushover* (aproximadamente 95%) (*Fig. 5.7 a*)), é possível constatar-se que o valor anterior se encontra dentro do segundo intervalo estabelecido e apresenta um desvio em relação ao valor mais afastado deste intervalo de cerca de 20% dos valores mais elevados. No troço compreendido entre o terceiro piso volta a reproduzir a mesma tendência de dispersão dos resultados, encontrando-se quatro dos nove resultados finais compreendidos num intervalo de 29% a 49%, sendo que os restantes cinco resultados se estão compreendidos entre um intervalo de 79% a 102% (*Fig. 5.15 c*)). Para este caso em concreto, quando comparados os valores presentes no segundo intervalo apresentado anteriormente, com o valor máximo da variação de esforço axial alusivo à análise não linear *pushover*, aproximadamente 88% (*Fig. 5.7 a*)), observa-se um desvio de cerca de 14% relativamente ao maior valor mais elevado do intervalo. No troço do pilar correspondente ao quarto piso, verifica-se que quatro dos nove resultados estão compreendidos entre um intervalo de 27% a 44%, sendo que os restantes cinco resultados se encontram compreendidos num intervalo de 80% a 88% (*Fig. 5.15 d*)). Comparando o intervalo de valores retirados da análise não-linear dinâmica na direção longitudinal, com o valor máximo de variação do esforço axial obtido na análise não-linear *pushover* (aproximadamente 62.5%), verifica-se que o valor se encontra aproximadamente a meio dos dois intervalos registados, observando-se um desvio de cerca de 35.5% em relação ao valor mais afastado dos dois intervalos.



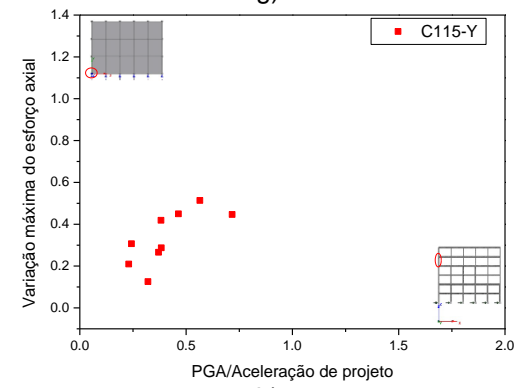
a)



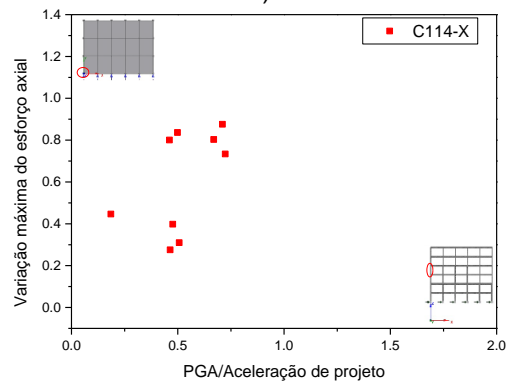
g)



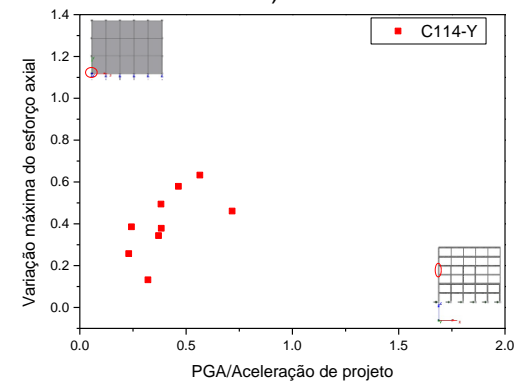
b)



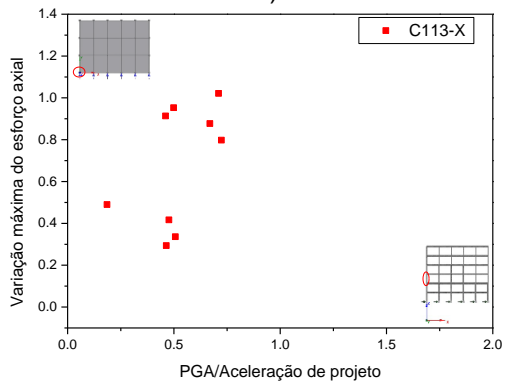
h)



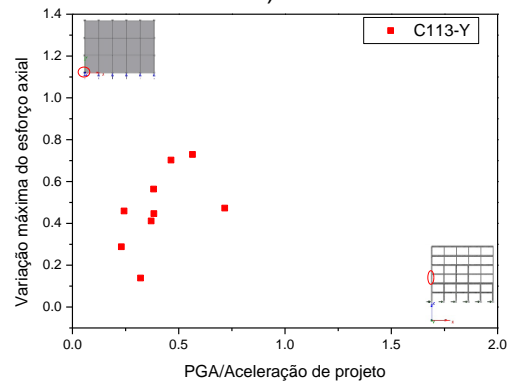
c)



i)



d)



j)

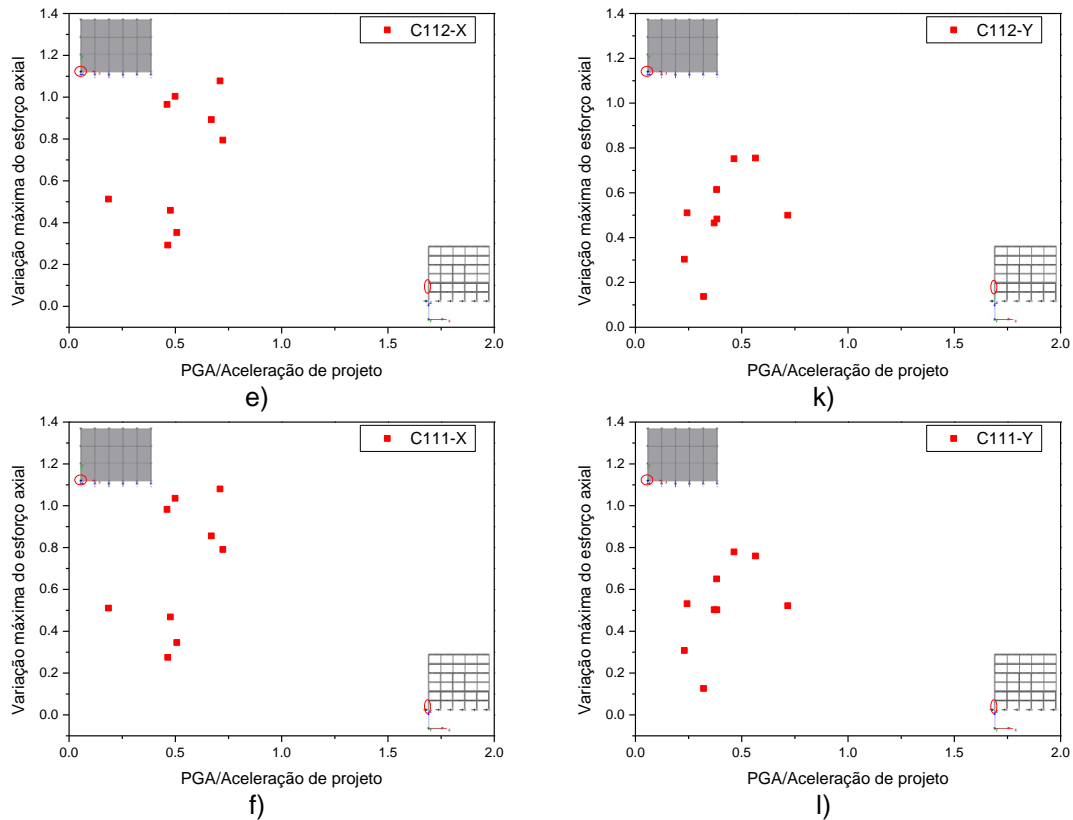


Fig. 5.15- Edifício PT6: variação máxima relativa do esforço axial vs. *relação entre PGA e a aceleração de projeto*, direção longitudinal no pilar de canto a) C116, b) C115, c) C114, d) C113, e) C112, f) C111 e, direção transversal no pilar de canto g) C116, h) C115 e i) C114 j) C113, k) C112, l) C111

Analisando agora os resultados obtidos para o troço do pilar de canto compreendido entre quarto e o quinto piso, verifica-se que quatro dos nove resultados da variação máxima do esforço axial se registam para valores entre 25% e 53%, sendo que os restantes cinco resultados se encontram num intervalo entre 66% e 83% (Fig. 5.15 b)). Quando comparado este intervalo com o valor máximo da variação de esforço axial (aproximadamente 50%) (Fig. 5.7 a)), obtido na análise não-linear *pushover*, verifica-se que mais uma vez este valor se encontra entre os dois intervalos de valores obtidos nas análises dinâmicas, apresentando um desvio de cerca de 33%, em relação ao valor que se encontra no intervalo e está mais afastado em relação aos dois intervalos.

Finalmente, no troço de pilar compreendido entre o quinto e o sexto piso, observa-se que três dos nove valores da variação máxima do esforço axial estão compreendidos entre um intervalo de 22% a 37%, sendo que os restantes cinco resultados se encontram num intervalo entre 55% e 78% (Fig. 5.15 a)). Ao comparar os valores compreendidos entre este intervalo e o valor registado para a variação máxima do esforço axial na análise não-linear *pushover* alusivo ao mesmo troço em análise (aproximadamente 25%) (Fig. 5.7 a)), verifica-se que se encontra no limite do primeiro intervalo de valores obtidos na análise dinâmica, apresentando uma variação de cerca de 52% em relação ao valor registado mais elevado.

Procedendo agora à análise dos resultados obtidos para a análise não-linear dinâmica na direção transversal, é mais uma vez verificado que nos troços do pilar de canto compreendidos entre o primeiro e o terceiro piso, os valores da variação máxima do esforço axial voltam a apresentar uma ligeira dispersão entre eles.

Realizando uma análise mais pormenorizada do troço compreendido entre o primeiro piso do pilar, observa-se que os resultados obtidos se encontram num intervalo compreendido de 12% a 78%, não sendo possível encontrar um intervalo menos disperso de valores (*Fig. 5.15 l*). Comparando a disposição dos resultados obtidos no intervalo e o valor da variação máxima do esforço axial resultante da análise não-linear *pushover* (aproximadamente 89%) (*Fig. 5.7 b*)), verifica-se que o valor ultrapassa o limite máximo do intervalo obtido nas análises dinâmicas apresentando um desvio relativamente ao valor mínimo registado de 77%.

Relativamente ao troço do pilar compreendido entre o segundo piso, verifica-se que os resultados obtidos na análise dinâmica transversal, estão compreendidos entre um intervalo de 13% a 76%, não sendo possível encontrar um intervalo menos disperso de valores (*Fig. 5.15 k*). Mais uma vez, comparando os resultados compreendidos entre o intervalo e o valor da variação máxima do esforço axial alusivo ao troço do pilar analisado (aproximadamente 84%) (*Fig. 5.7 b*)), verifica-se que o valor é superior ao limite máximo do intervalo, apresentando um desvio em relação ao limite inferior do intervalo de cerca de 71%.

No troço do pilar compreendido entre o terceiro piso, observa-se que os valores obtidos para a variação máxima do esforço axial estão compreendidos num intervalo entre 14% e 73% (*Fig. 5.15 j*)) e o correspondente valor da variação máxima do esforço axial obtido através da análise não-linear *pushover* é de aproximadamente 75% (*Fig. 5.7 b*)). Mais uma vez se verifica que o valor obtido na análise *pushover* ultrapassa o limite máximo do intervalo, apresentando um desvio em relação ao limite inferior do intervalo de cerca de 61%. Ao contrário do que foi observado até agora, também se verifica um aumento de alguns dos valores da variação máxima do esforço axial em relação aos registos obtidos para os troços inferiores do pilar (primeiro e segundo piso).

Para os troços dos pilares compreendidos entre o quarto e o sexto piso, volta a ser verificada a mesma tendência para observada nos edifícios ELSA Frame e PT4, o intervalo no qual se encontram o valor dos resultados é menor.

No caso particular do troço do pilar compreendido entre o quarto piso, verifica-se que os valores obtidos na análise não-linear dinâmica na direção transversal estão compreendidos entre um intervalo de 13% a 63% (*Fig. 5.15 i*)), comparando este intervalo de valores com o correspondente valor da variação máxima do esforço obtido na análise não-linear dinâmica, aproximadamente 63% (*Fig. 5.7 b*)), verifica-se que este valor é aproximadamente igual ao valor máximo registado no intervalo, apresentando um desvio de cerca de 50% em relação ao limite mínimo do intervalo.

Para o troço compreendido entre o quinto piso, o intervalo no qual estão compreendidos os valores da variação máxima do esforço axial é cerca de 12.5% a 51% (*Fig. 5.15 h*)), sendo que ao comparar este intervalo com o respetivo valor máximo obtido na análise não-linear *pushover* (aproximadamente 50%) (*Fig. 5.7 b*)) se volta a verificar que o valor se encontra dentro do intervalo, apresentando um desvio em relação ao valor mínimo registado de cerca de 38%.

Finalmente, analisando os resultados obtidos para o último troço do pilar, alusivo ao sexto piso, verifica-se que estes resultados se encontram entre 12.6% e 42.7% (*Fig. 5.15 g*)). Ao comparar este intervalo de valores com o valor máximo de variação do esforço axial obtido na análise *pushover* (aproximadamente 25%) (*Fig. 5.7 b*)), verifica-se que se encontra dentro do intervalo obtido nas análises não-lineares dinâmicas, apresentando um desvio em relação ao valor mínimo registado de cerca de 18%.

Para o edifício PT6 também se verifica que os resultados apresentados demonstraram-se muito variáveis, não tendo sido registada uma clara tendência face à relação entre a PGA e a aceleração de

projeto do edifício ELSA Frame. No entanto visto que os intervalos onde tendencialmente são registados os valores máximos da variação do esforço axial não são elevados, podem ser obtidos os valores médios da variação relativa deste esforço. Em relação ao desvio verificado entre os resultados obtidos das análises *pushover* e as análises dinâmicas, variam entre 10% e 77%, possivelmente devido ao facto de nas análises dinâmicas não-lineares depois de atingido o comportamento inelástico na estrutura se observam significativas variações do esforço axial, em relação às curvas obtidas nas análises *pushover*, tal como é concluído no ponto 5.4.1 do presente trabalho.

5.4.3. VARIAÇÃO MÁXIMA DO ESFORÇO AXIAL EM FUNÇÃO DA PGA – FLEXÃO NAS DUAS DIREÇÕES PRINCIPAIS EM SIMULTÂNEO

Na figura Fig. 5.16 apresenta-se apresentam-se os resultados da variação relativa do esforço axial em função da relação entre a aceleração máxima de projeto (PGA) registada em cada sismo (Tabela 4.7) e a aceleração de projeto do edifício PT4 (Tabela 4.2), para o pilar de canto do edifício PT4 nas duas direções principais já analisadas na seção anterior e na direção ortogonal, aplicando os carregamentos em simultâneo nas duas direções principais, sendo que são impostos acelerogramas na base dos pilares, ao mesmo tempo, nas duas direções principais.

Tal como foi constatado na seção anterior, também é verificada uma grande dispersão nos presentes resultados da variação máxima relativa do esforço axial, esta dispersão deve-se ao simples facto de em alguns sismos a estrutura não ter atingido o comportamento inelástico, sendo para esses casos concretos a as variações relativas do esforço axial muito reduzidas. Uma tendência que poderá ser verificada através da análise dos gráficos da Fig. 5.16, é que nos resultados obtidos para a análise não-linear dinâmica sujeita a carregamentos simultâneos nas duas direções principais o intervalo de valores máximos obtidos da variação relativa do esforço axial para cada troço de pilar analisado, coincidem com os intervalos para os quais se registam um maior número de resultados, tanto na direção longitudinal como para a direção transversal. No entanto, quando comparados os valores da relação da PGA com a aceleração de projeto do edifício PT4, verifica-se que os valores máximos da variação do esforço axial se registam para valores inferiores da relação PGA/Aceleração de projeto muito inferiores quando se efetua o carregamento nas duas direções principais em simultâneo, comparativamente com os resultados obtidos das restantes análises (direção longitudinal (X) e direção transversal (Y)). As combinações dos resultados obtidos para os três tipos de carregamento fornecem uma melhor perceção de como poderá variar o esforço axial nos pilares. De facto quando comparados os resultados obtidos para a flexão uniaxial com os resultados obtidos na presente seção (Fig. 5.16), a variabilidade do esforço axial não parece ser agravada pelo facto de o carregamento ser biaxial.

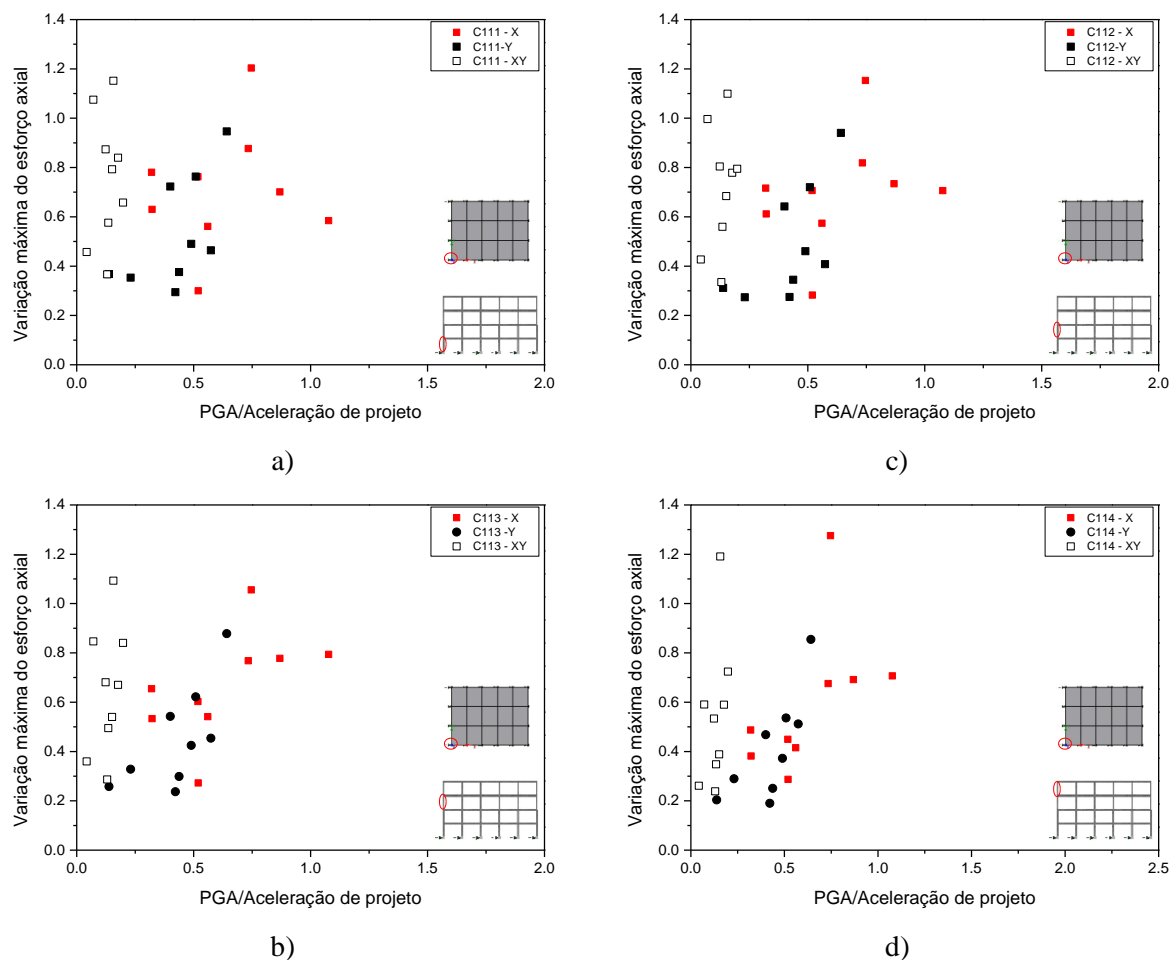


Fig. 5.16- Edifício PT4: variação máxima relativa do esforço axial vs. relação entre a PGA e aceleração de projeto do edifício PT4, direção longitudinal no pilar de canto, direção transversal no pilar de canto e biaxial: a) C111, b) C113, c) C112, d) C114

5.4.4.COMENTÁRIOS FINAIS

Através da análise de resultados da variação do esforço axial e da variação do esforço de corte em função do *drift*, verificou-se que apresentavam valores máximos da variação relativa do esforço axial para troços inferiores do pilar, sendo que diminuía à medida que se analisavam os troços em altura; este comportamento foi verificado para os três casos de estudo, reforçando os resultados obtidos para as análises não-lineares *pushover*.

Analisadas em mais pormenor as envolventes das duas variações, também se constatou-se que nos pisos inferiores o pilar possuía um comportamento mais inelástico. Ao contrário do que acontece nas análises não-lineares *pushover*, onde para valores do *drift* superiores ao registado para o valor de variação do esforço axial máximo se verifica uma diminuição da variação do esforço axial, nas análises dinâmicas observa-se que a envolvente de resultados se torna mais ampla, registando valores superiores aos registados nas análises *pushover*.

Esta observação justifica os desvios observados entre os valores máximos da variação relativa do esforço axial em função da aceleração de pico dos diferentes sismos e os valores máximos da variação relativa do esforço axial obtidos nas análises não-lineares *pushover* (edifício ELSA Frame entre 20% a 61%, edifício PT4 entre 13% a 40%, edifício PT6 entre 10% a 77%). A dispersão observada nos

resultados retirados das análises dinâmicas não-lineares deve-se maioritariamente ao facto de os sismos utilizados no decorrer destas análises apresentarem características específicas diferentes, provocando ligeiras diferenças na resposta dos edifícios. No entanto o facto de terem sido realizadas as análises recorrendo a um número tão elevado de sismos com características diferentes, permitiu uma melhor perceção dos intervalos onde serão registados os valores máximos da variação relativa do esforço axial em cada troço de pilar analisado. O mesmo comportamento foi registado para os três casos em estudo.

Quando comparados os resultados das variações máximas do esforço axial registados para cada PGA, a sua análise não é muito clara, sendo necessárias mais análises para retirar conclusões mais precisas. Apesar de tudo, ainda foi possível tecer algumas observações, tais como, os resultados não parecerem ser muito agravados para a flexão biaxial em relação aos resultados obtidos para a flexão uniaxial, sendo que para níveis de PGA mais elevados, coincidentes com o comportamento não-linear do pilar, os níveis de variação registados são muito mais baixos do que na flexão uniaxial, esse facto poderá dever-se ao esforço de corte máximo também ser mais baixo, dada a tendência comprovada ao longo de todas as análises, no entanto esta observação é apenas uma suspeita, não tendo sido realizados os gráficos da variação relativa do esforço de corte para a flexão biaxial, de forma a comprovar a observação.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo avaliar a variabilidade do esforço axial nos pilares, em função da sua localização em planta e em altura, visando investigar a possível relação com os esforços de flexão biaxial e a sua influência na resposta.

Foram estudados três edifícios: dois foram projetados no seguimento de estudos efetuados pelo LNEC e outro pelo *European Laboratory for Structural Assessment* (ELSA) em colaboração com o centro de investigação JRC-Ispira, Itália.

Foi avaliada a resposta estrutural através de análises não lineares estáticas e dinâmicas. Quando avaliada a variabilidade em função da localização em altura, foi verificado que para o caso particular das análises *pushover*, nos troços inferiores dos pilares se registam os valores máximos da variação relativa do esforço axial, concluindo-se desta forma que a variabilidade do esforço axial diminui em altura. Esta constatação também foi reforçada pelas análises dinâmicas, visto que as curvas de resultados da variação relativa do esforço axial registavam valores máximos do esforço nos troços dos pisos inferiores.

Quando avaliada a variabilidade em função da sua localização em planta verifica-se que dos três pilares analisados, posicionados no canto, na fachada e no centro do edifício, foram os pilares de canto os que apresentaram maior variabilidade do esforço axial, seguindo-se os pilares de fachada, sendo que foram nos pilares centrais onde se verificaram a menor variabilidade em planta. Esta observação não foi confirmada nas análises dinâmicas não-lineares, uma vez que no decorrer das análises apenas foi estudado o pilar de canto, não havendo termos de comparação para chegar qualquer conclusão sobre a variabilidade em planta.

Como a variabilidade do esforço axial diminui em altura, observou-se que para os pilares inferiores, onde era registada a maior variabilidade, o troço do pilar entrava em comportamento inelástico para deslocamentos ou *drifts* inferiores em relação aos restantes, perdendo capacidade resistente mais cedo.

Através da comparação entre as curvas de variação máxima do esforço axial obtidas nas análises não lineares *pushover* com as curvas de resultados da variação máxima do esforço axial das análises dinâmicas não-lineares, observa-se que nas primeiras o facto de a estrutura apenas ter sido sujeita a carregamentos estáticos, apresenta um valor máximo de variabilidade correspondente ao momento em que o pilar entra em comportamento não-linear sendo esta variabilidade diminui de seguida. No caso das análises dinâmicas observa-se o contrário, sendo que quando se verifica um comportamento inelástico nos pilares a variabilidade do esforço axial aumenta. Conclui desta forma que a

variabilidade do esforço axial é superior para situações de carregamento cíclicos, tais como a ação sísmica, não podendo ser negligenciadas.

Os resultados das variações máximas do esforço axial registados para cada PGA, não foram muito claros, sendo que seriam necessárias mais análises para retirar conclusões mais precisas sobre a possível relação com a variabilidade dos esforços axiais. Apesar de tudo, ainda foi possível verificar que os resultados não parecerem ser muito agravados para o carregamento bidirecional em relação aos resultados obtidos para carregamentos empregues apenas numa direção, sendo que para níveis de PGA mais elevados, os níveis de variação registados são muito mais baixos do que nos carregamentos uniaxiais, esse facto poderá dever-se ao esforço de corte máximo também ser mais baixo, dada a tendência comprovada ao longo de todas as análises, no entanto carece de maior comprovação.

Deste modo, no seguimento da realização deste trabalho, seria de maior interesse realizar uma análise estatística completa dos resultados obtidos para as variações relativas do esforço axial em função da PGA.

7

Referências Bibliográficas

Bibliografia

- ABRAMS, Daniel P (1987) - Influence of axial force variations on flexural behavior of reinforced concrete columns. *ACI structural journal*. 84:3. 246-254.
- ANTONIOU, S.; PINHO, R. (2004b) - Advantages and Limitations of Adaptative and Nonadaptative Force-based Pushover Procedures. *Journal of Earthquake Engineering*. vol. 8:4: 497-522. Disponível em WWW: <URL: <http://dx.doi.org/10.1080/13632460409350498>>.
- ARÊDE, António José Coelho Dias (1997) - Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element.
- ASCHHEIM, M (2001) - The Izmit (Kocaeli) earthquake of 17th August 1999: Preliminary observations. EERI Reconnaissance Team-Mid-America Earthquake Center-University of Illinois at Urbana-Champaign.
- ATALAY, M.B.; PENZIEN, J. (1975) - The seismic behavior of critical regions of reinforced concrete components as influenced by moment, shear and axial force.
- BAYRAK, O. (1998) - Seismic Performance Of Rectilinearly Confined High Strength Concrete Columns. University of Toronto. Dissertação de doutoramento.
- BECHTOULA, Hakim; KONO, Susumu; WATANABE, Fumio (2005) - Experimental and analytical investigations of seismic performance of cantilever reinforced concrete columns under varying transverse and axial loads. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering* [Em linha]. 4:2. 467-474. ISSN 1346-7581.
- BERTERO, V. V. (1997) - Earthquake engineering - Structural Engineering Slide Library. Disponível em WWW: <URL: <http://nisee.berkeley.edu/bertero/html/earthquakeresistantconstruction.html>>.
- BHATT, Carlos Augusto Fernandes (2007) - Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares. Disponível em WWW: <URL: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395137410625/TESE.pdf>>.
- BONET, JL; BARROS, MHFM; ROMERO, ML (2006) - Comparative study of analytical and numerical algorithms for designing reinforced concrete sections under biaxial bending. *Computers & structures* [Em linha]. 84:31. 2184-2193. ISSN 0045-7949.
- BOUSIAS, S. N. [et al.] (1995) - Load-path effects in column biaxial bending with axial force. *Journal of engineering mechanics* [Em linha]. 121:5. 596-605. ISSN 0733-9399.

- BOUSIAS, SN (1993) - Experimental and analytical study of reinforced concrete columns in cyclic biaxial bending with axial force. Ph. D. thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Patras, Patras, Greece.
- BOUSIAS, SN; PANAGIOTAKOS, TB; FARDIS, MN (2002) - Modelling of RC members under cyclic biaxial flexure and axial force. *Journal of Earthquake Engineering*. 6:02. 213-238. ISSN 1363-2469.
- BOUSIAS, SN [et al.] (1992) - RC columns in cyclic biaxial bending and axial load. 1992.
- BRAZ CÉSAR, MT; CACHIM, Paulo (2007) - Análise e desempenho sísmico de um pórtico metálico de travessas inclinadas através de análises não-lineares.
- CARVALHO, E; COELHO, E (1984a) - Análise Sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação-Análise Estrutural de um conjunto de 22 edifícios, vol II. Lisboa, Portugal
- (1984b) - Análise Sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação-Dimensionamento dos elementos estruturais de 4 edifícios, vol III. Lisboa, Portugal
- CARVALHO, E. C. (1984) - Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios Segundo a Nova Regulamentação - Análise Estrutural de um Conjunto de 22 Edifícios. LNEC.
- CEB (1996) - RC Frames Under Earthquake Loading State of Art Report. Londres: Thomas Telford Publishing.
- EASY (1997) - Earthquake engineering slide information system. Disponível em WWW: <URL: <http://www.ikpir.fgg.uni-lj.si/easy/tour.htm>>.
- EC2 (2010) - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão armado Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- EC8 (2010) - Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- FARDIS, MN (1998) - Seismic assessment and retrofit of RC structures. Paris, 1998. CRC Press. [Consult. 6-11 Setembro]. ISBN 9058090272.
- FILIPPOU, Filip C; POPOV, Egor Paul; BERTERO, Vitelmo Victorio (1983) - Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints.
- FRAGIADAKIS, Michalis; PINHO, Rui; ANTONIOU, Stelios (2008) - Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading. *Computational Structural Dynamics and Earthquake Engineering: Structures and Infrastructures Book Series* [Em linha]. 2: 347. ISSN 020388163X.
- FURTADO, André Filipe Castanheira Alves (2013) - Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado.
- GILBERTSEN, N. D.; MOEHLE, J. P. (1980) - Experimental study of small-scale R/C columns subjected to axial and shear force reversals [Technical Report].
- GRANJA, R. B. M. (2010) - Avaliação experimental da resposta cíclica em flexão biaxial de pilares de betão armado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- KENKYŪJO, Kensetsushō Kenchiku (1976) - A list of experimental results on deformation ability of reinforced concrete columns under large deflection (no. 2). Japan: Building Research Institute, Ministry of Construction.
- (1978) - A list of experimental results on deformation ability of reinforced concrete columns under large deflection (no. 3). Japan: Building Research Institute, Ministry of Construction.
- KOBAYASHI, K [et al.] (1984) - Study on the restoring force characteristics of RC column to bi-directional deflection history. 1984.
- KREGER, M. ; LINBECK, L. (1986) - Behaviour of reinforced concrete columns subjected to lateral and axial loading reversals. Proc. 3rd U.S. Nat Conf. on Earthq Engr. Charleston. 1475-1486.
- LI, K.-N.; AOYAMA, H.; OTANI, S. (1988) - Reinforced concrete columns under varying axial load and bi-directional lateral load reversals. 1988.
- LNEC (2005) - Risco sísmico em Portugal. Disponível em WWW: <URL: http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/risco_sismico.html>.
- LOW, Stanley S; MOEHLE, Jack P (1987) - Experimental study of reinforced concrete columns subjected to multi-axial cyclic loading. Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- MANDER, John B; PRIESTLEY, Michael JN; PARK, R (1988) - Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of structural engineering. 114:8. 1804-1826. ISSN 0733-9445.
- MARQUES, Mário António Lage Alves (2012) - Avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios.
- MENEGOTTO, M. (1973) - Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. 1973.
- MOTA, Marcelo António Magalhães (2010) - Aplicação e comparação de métodos "pushover" de análise sísmica de estruturas de edifícios. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- NEGRO, P. (1994) - Tests on a four-storey full-scale R/C frame designed according to Eurocodes 8 and 2: preliminary report. Joint Research Centre.
- OHNO, Tomonori; NISHIOKA, Takashi (1984) - An experimental study on energy absorption capacity of columns in reinforced concrete structures. Proceedings of the JSCE, Structural Engineering/Earthquake Engineering. 1:2. 137-147.
- OLIVEIRA, Daniel V. de C. (1995) - Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Dissertação de mestrado.
- OTANI, S. (2002) - "Rose School Shot Course on "Nonlinear analysis of reinforced concrete buildings"".

- OTANI, S.; CHEUNG, V.W.T. (1981) - Behaviour of reinforced concrete columns under biaxial lateral load reversals, II. Test without axial loads. Toronto, Ontario: University of Toronto.
- OTANI, S.; CHEUNG, V.W.T.; LAI, S. S. (1980) - Reinforced concrete columns subjected to biaxial lateral load reversals. Proceedings of the 7th conference on earthquake engineering [Em linha]. 6: 525-532.
- PARK, Robert; PRIESTLEY, MJ; GILL, Wayne D (1982) - Ductility of square-confined concrete columns. Journal of the structural division. 108:4. 929-950. ISSN 0044-8001.
- PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. (1992) - Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley and Sons. ISBN 978-0-471-54915-4.
- PICHARD, Pierre (1984) - Emergency measures and damage assessment after an earthquake. Disponível em WWW: <URL: <http://unesdoc.unesco.org/images/0006/000632/063242eb.pdf>>.
- PORTUGAL–LEIS, Decretos (1983) - REBAP–Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Junho). Lisboa, Imprensa Nacional [Em linha].
- PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. (1987) - Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. Structural Journal. 84:1. 61-76. ISSN 0889-3241.
- QIU, F. [et al.] (2002) - Experimental tests on RC columns under biaxial quasi-static loading. Engrg Structures. Vol. 24: 419-428.
- RABBAT, BG [et al.] (1986) - Seismic behavior of lightweight and normal weight concrete columns. 1986. ISBN 0002-8061.
- REIS, Ana R. (2012) - Ligação Viga - Pilar de Alto Desempenho Sísmico. Universidade Nova de Lisboa.
- RODRIGUES, H. [et al.] (2013b) - Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 42:2. 239-259. ISSN 1096-9845.
- RODRIGUES, H. F. P. (2012) - Comportamento sísmico biaxial de pilares de betão armado. Ria repositório institucional: Universidade de Aveiro. Dissertação de doutoramento.
- RODRIGUES, H.; FURTADO, A.; ARÊDE, A. (2015) - Behavior of Rectangular Reinforced-Concrete Columns under Biaxial Cyclic Loading and Variable Axial Loads. Journal of Structural Engineering. 142:1. 04015085. ISSN 0733-9445.
- RODRIGUES, H. [et al.] (2012) - A comparative analysis of energy dissipation and equivalent viscous damping of RC columns subjected to uniaxial and biaxial loading. Engineering Structures. 35: 149-164. ISSN 0141-0296.
- RODRIGUES, Hugo [et al.] (2013a) - Damage evolution in reinforced concrete columns subjected to biaxial loading. Bulletin of Earthquake Engineering. 11:5. 1517-1540. ISSN 1570-761X.
- RODRIGUES, Hugo Filipe Pinheiro (2005) - Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- ROMÃO, Xavier; COSTA, Aníbal; DELGADO, Raimundo (2004) - New model for the inelastic biaxial bending of reinforced concrete columns. 2004.
- RSA (1983) - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e pontes.
- SAATCIOGLOU, M. (1984) - Reinforced concrete columns subjected to uniaxial and biaxial load reversals. Proceedings of the 8th conference on earthquake engineering. VI: 585-592.
- SAATCIOGLU, M.; GARDNER, N.J; GHOBARAH, A. (1999) - The Kocaeli earthquake of August 17, 1999 in Turkey. Disponível em WWW: <URL: <http://www.genie.uottawa.ca/profs/murat/KocaeliEQ.html>>.
- SAATCIOGLU, M.; OZCEBE, G. (1989) - Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading. ACI Structural Journal. 86-S1: 3-12. ISSN 0889-3241.
- SATO, Y.; YOSHIMURA, M.; TSUMURA, K. (1994) - Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Column Loaded in Two Horizontal Directions. Concrete Engineering Journal.16:2. 2108.
- SEISMOSOFT (2014) - SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures.
- SFAKIANAKIS, M. G.; FARDIS, M. N. (1991) - Bounding surface model for cyclic biaxial bending of RC sections. Journal of engineering mechanics. 117:12. 2748-2769. ISSN 0733-9399.
- SILVA, Pedro M. N. A. da (2007) - Reforço sísmico de edifícios de betão armado. Instituto Superior Técnico: Universidade Técnica de Lisboa. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.
- TAKIZAWA, H.; AOYAMA, M. (1976) - Biaxial effects in modelling earthquake response of R/C structures. Earthquake Engineering Structural Dynamics . 4:6. 523–552.
- TAUCER, Fabio; SPACONE, Enrico; FILIPPOU, Filip C (1991) - A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California Berkeley, California. ISBN 0271-0323.
- TSUNO, K.; PARK, R. (2004) - Experimental study of reinforced concrete bridge piers subjected to bi-directional quasi-static loading. Structural Engineering/Earthquake Engineering. 21:1. 11S-26S. ISSN 0289-8063.
- VARUM, H (1996) - Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado. Tese de mestrado, FEUP.
- VARUM, H. (2008) - Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas de Betão Armado. In II Jornadas sobre "Avaliação e Reabilitação das Construções Existentes. 2008.
- VARUM, H.; COSTA, A.; PINTO, A. V. (2006) - Reforço sísmico do património edificado em betão armado. A Intervenção no Património: Práticas de Conservação e Reabilitação.
- VARUM, Humberto Salazar Amorim (2003) - Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes. Universidade de Aveiro.

Anexos A

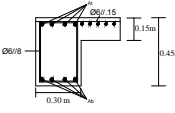

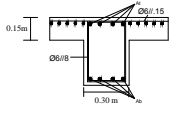

Quadros de pilares e vigas

A.1 INTRODUÇÃO

Ao longo deste anexo serão apresentadas as seções transversais e respectivas armaduras de pilares e vigas do edifício Elsa Frame, edifício PT4 e edifício PT6. No ponto A.2, serão apresentadas as respectivas especificações utilizadas nos estudos do modelo Elsa Frame e as seções equivalentes adotadas neste estudo.

A.2. Edifício ELSA Frame

Pórtico Longitudinal

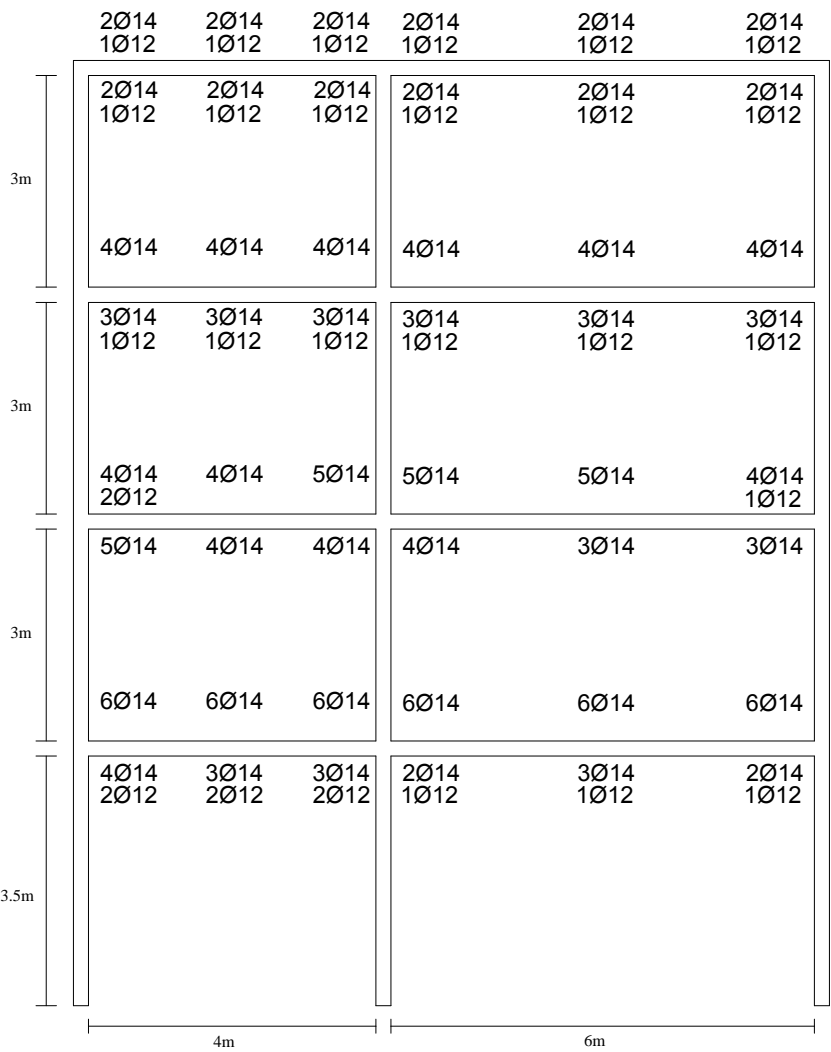
	Quadro de secções	
	Vigas	Pilares
Pórtico Externo		
Pórtico Interno		

	2Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12	2Ø14 3Ø12	2Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12
3m	2Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12	2Ø14 3Ø12	2Ø14 1Ø12
	3Ø14 1Ø12	3Ø14 1Ø12	3Ø14 1Ø12	3Ø14 3Ø12	3Ø14 3Ø12	3Ø14 3Ø12
3m	2Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12	3Ø14 1Ø12	2Ø14 1Ø12
	5Ø14	5Ø14	5Ø14	5Ø14 2Ø12	5Ø14 2Ø12	5Ø14 2Ø12
3m	4Ø14	4Ø14	4Ø14	4Ø14	4Ø14	4Ø14
	5Ø14 2Ø12	5Ø14 1Ø12	5Ø14 1Ø12	5Ø14 2Ø12	5Ø14 2Ø12	5Ø14 2Ø12
3.5m	5Ø14	4Ø14	4Ø14	4Ø14	4Ø14	4Ø14
	4m			6m		

Pórtico Interno

A.2. Edificio ELSA Frame

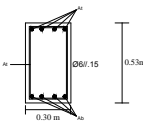

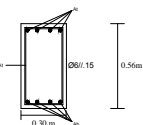

Pórtico Longitudinal

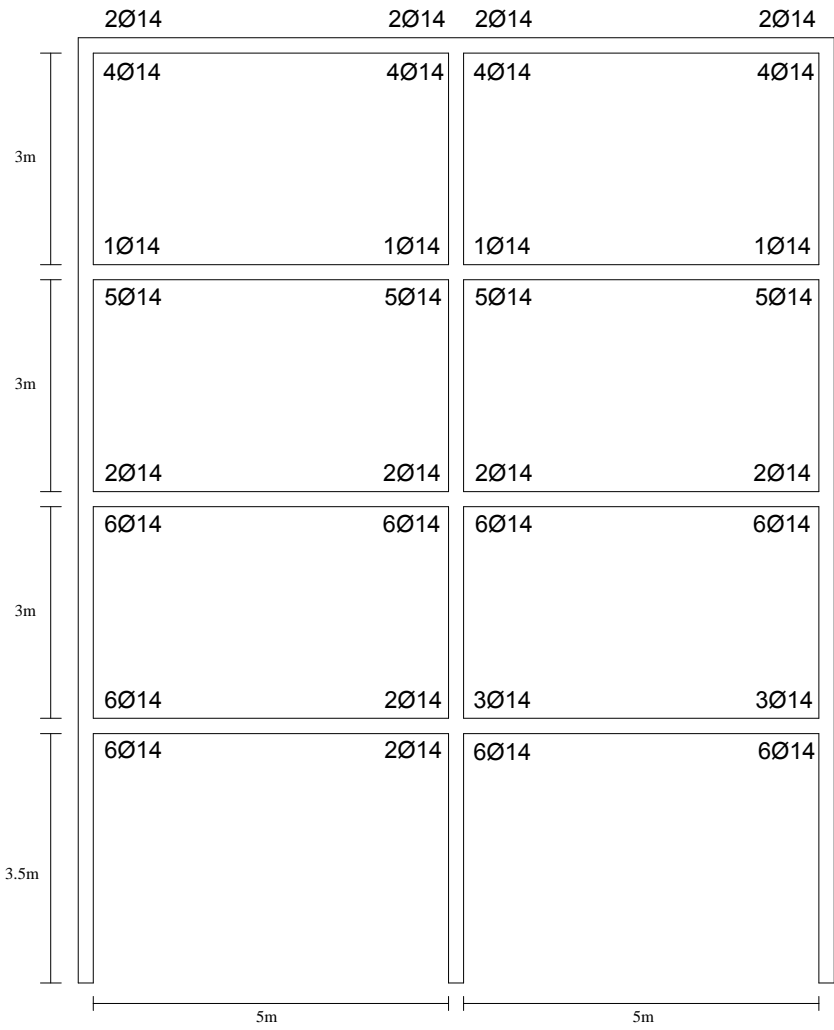


Pórtico Externo

A.2. Edifício ELSA Frame

Pórtico Transversal

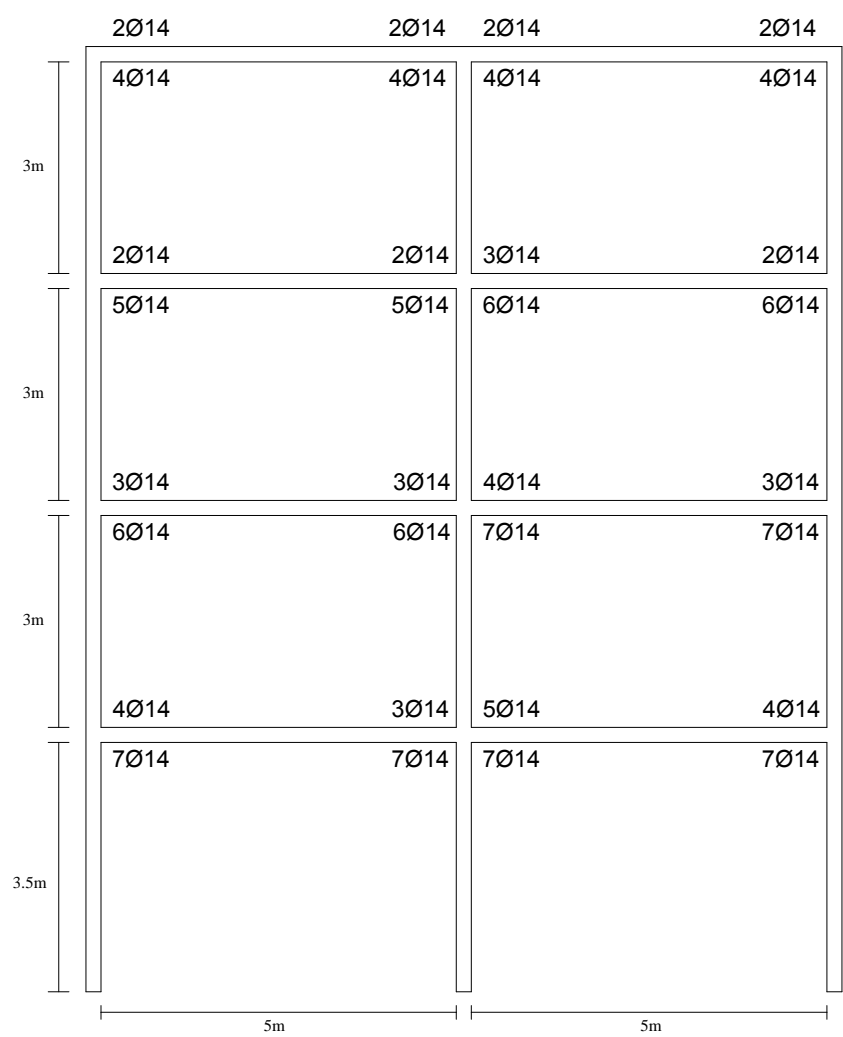
	Quadro de secções	
	Vigas	Pilares
Pórtico Externo		
Pórtico Interno		



Pórtico Externo

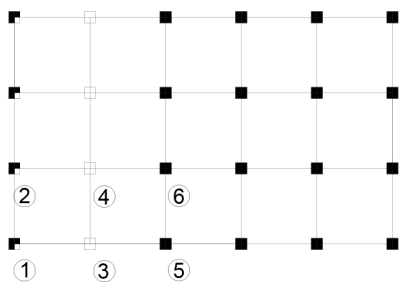
A.2. Edificio ELSA Frame

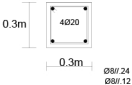



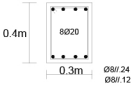



Pórtico Transversal

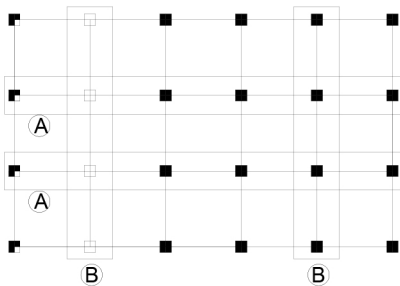


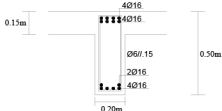
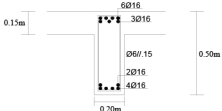
Pórtico Interno

A.3 Edifício PT4

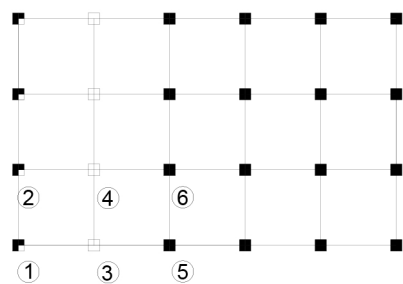














Quadro de pilares				
	Pilares 2	Pilares 4	Pilares 5	Pilares 6
Piso 2-4				
Piso 0-2				

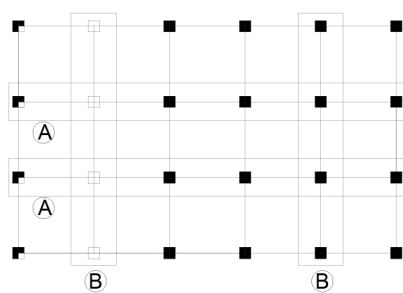


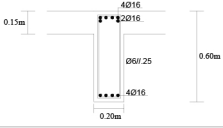
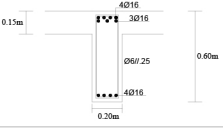
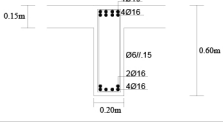
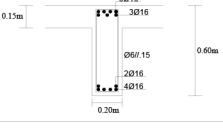
Quadro de vigas		
	Viga A	Viga B
Piso 0-4		

A.4 Edifício PT6



Quadro de pilares				
	Pilares 2	Pilares 4	Pilares 5	Pilares 6
Piso 4-6				
Piso 2-4				
Piso 0-2				



Quadro de vigas			
	Viga A	Viga B	
Piso 0-4			
Piso 5-6			

Anexo B

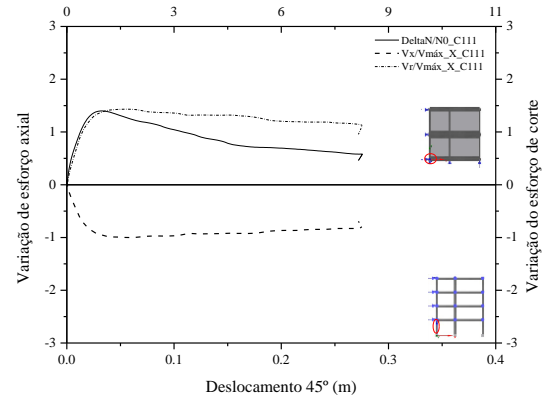
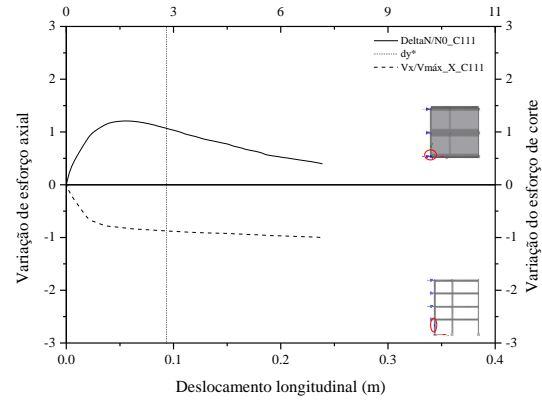
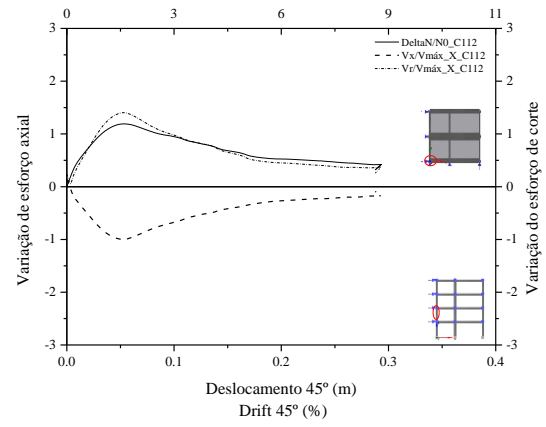
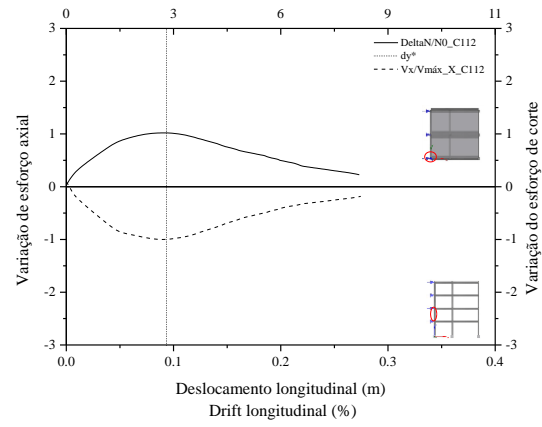
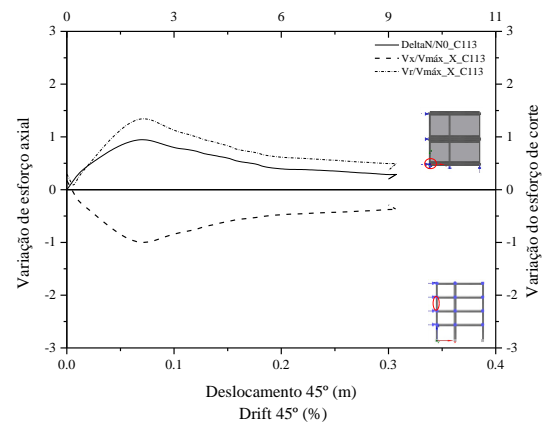
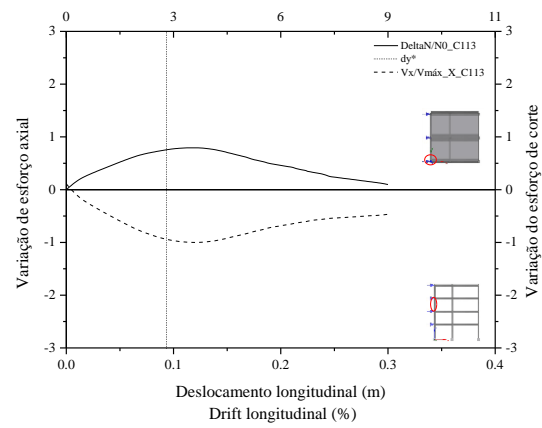
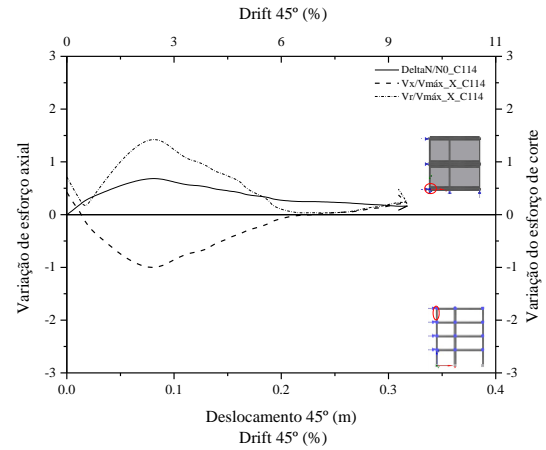
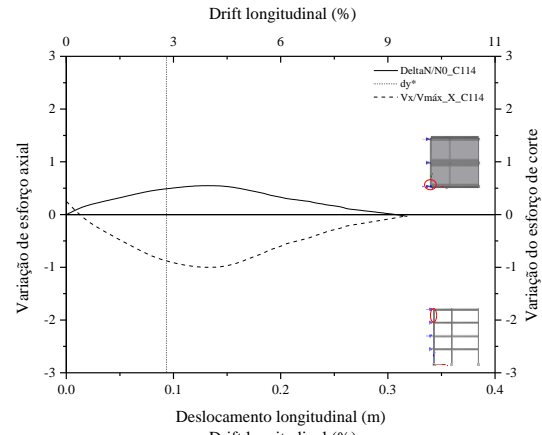
Análises estáticas não-lineares

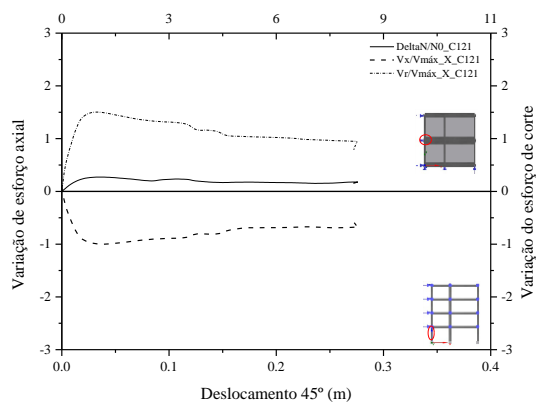
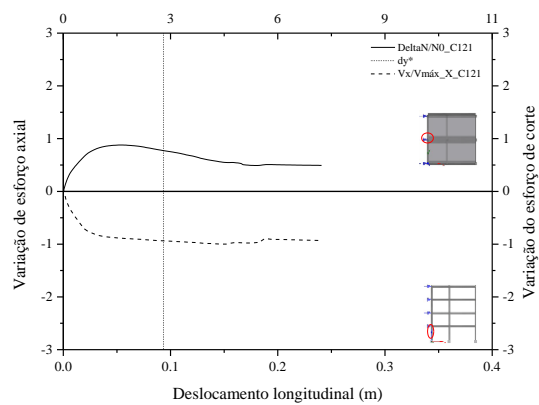
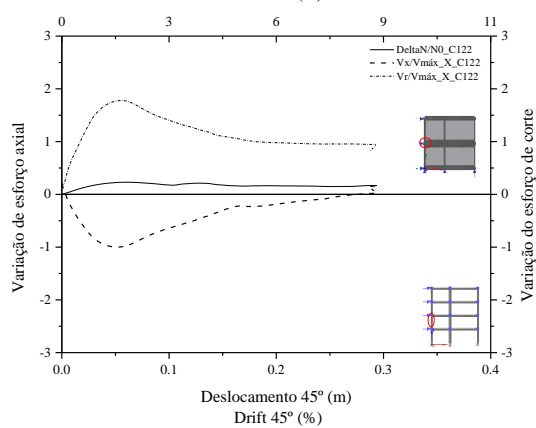
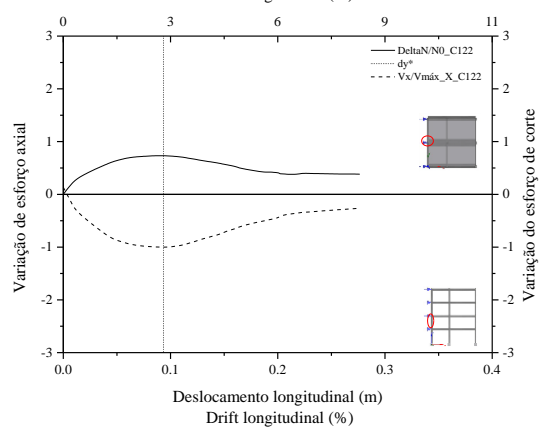
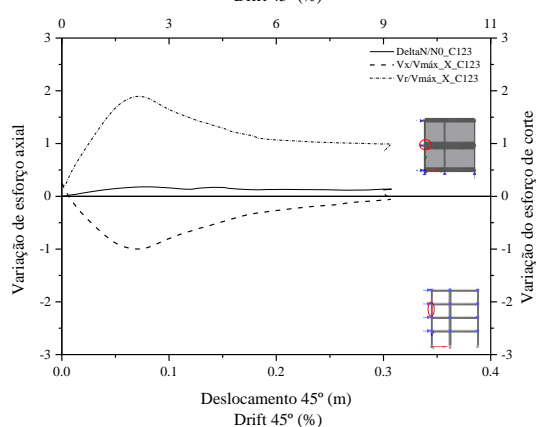
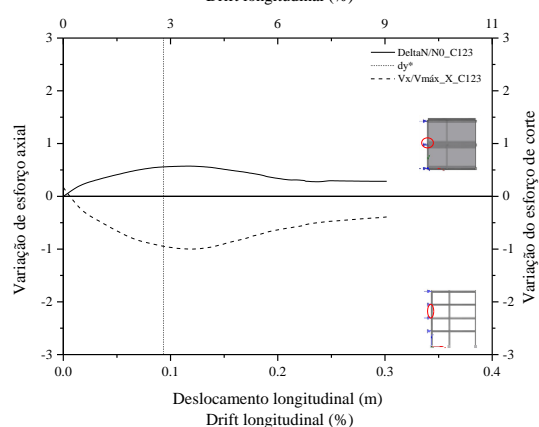
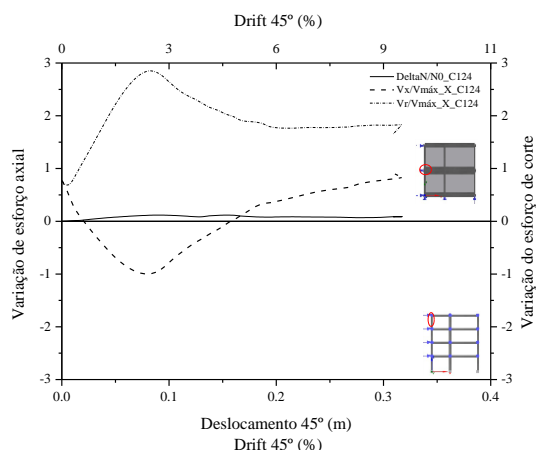
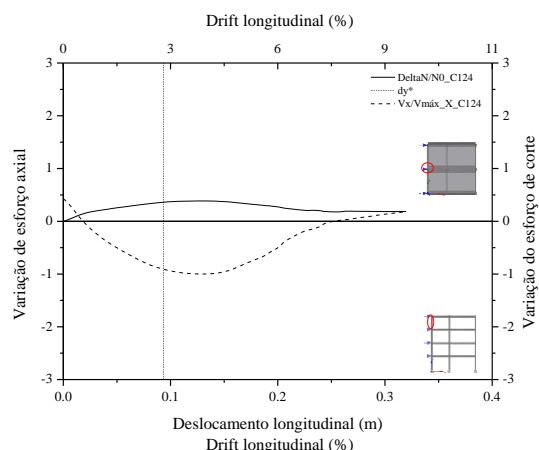
pushover

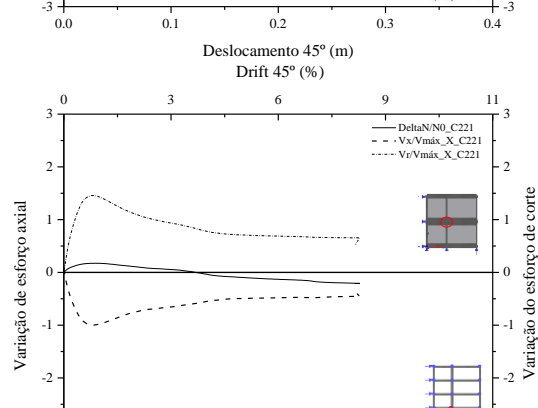
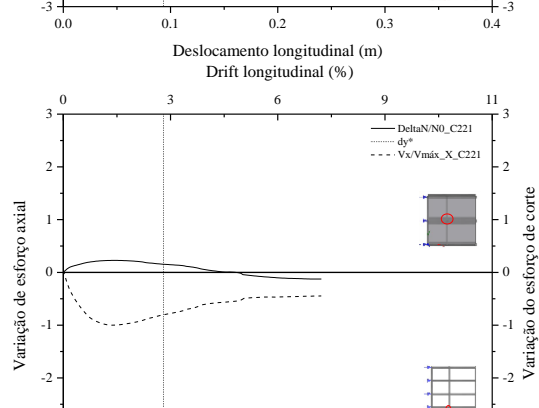
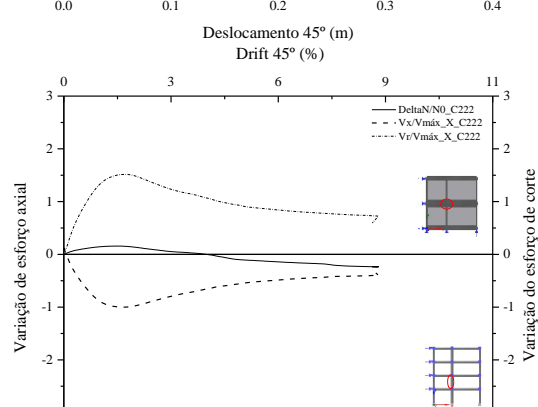
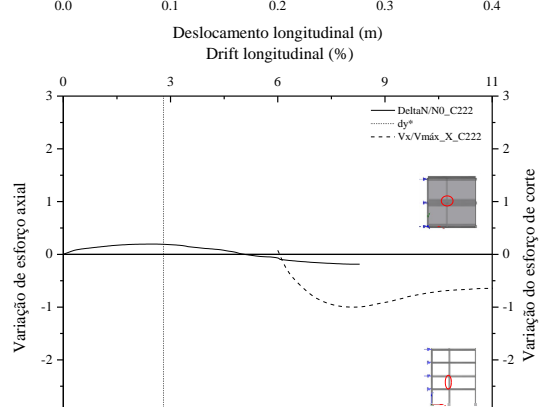
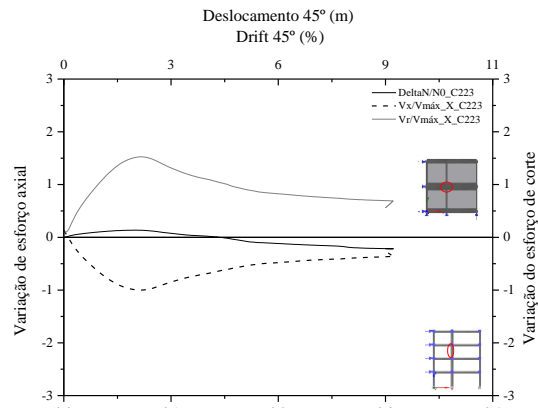
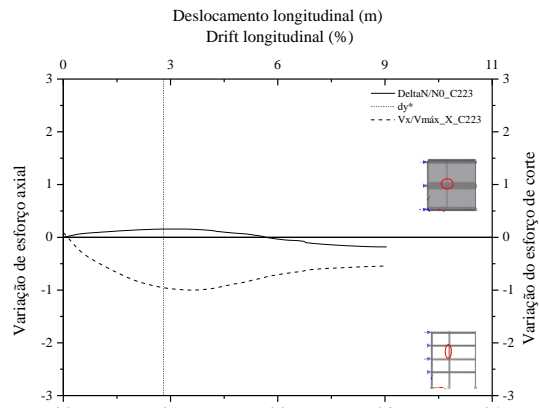
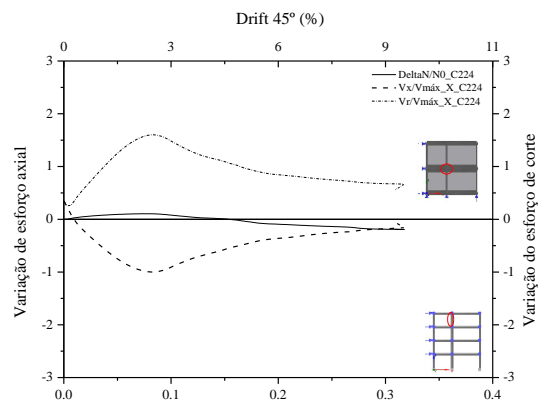
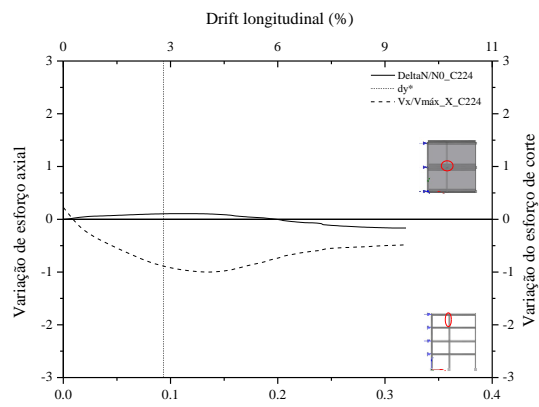
B.1 INTRODUÇÃO

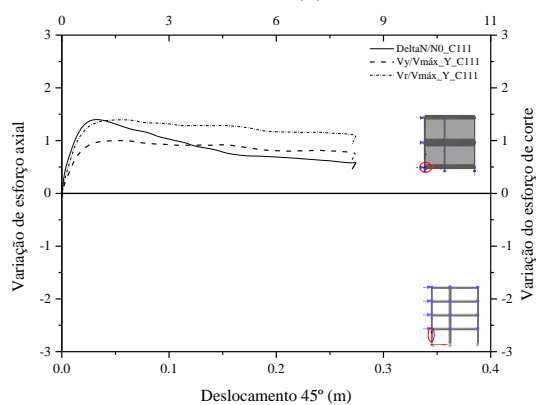
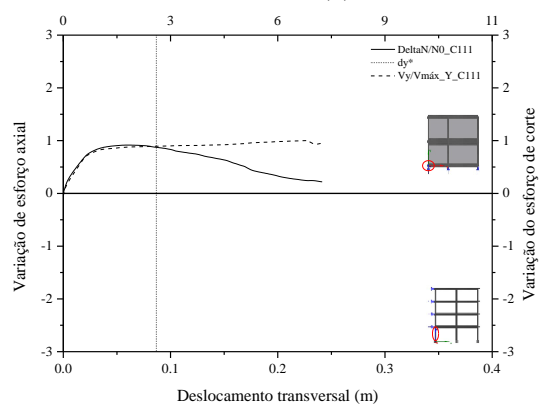
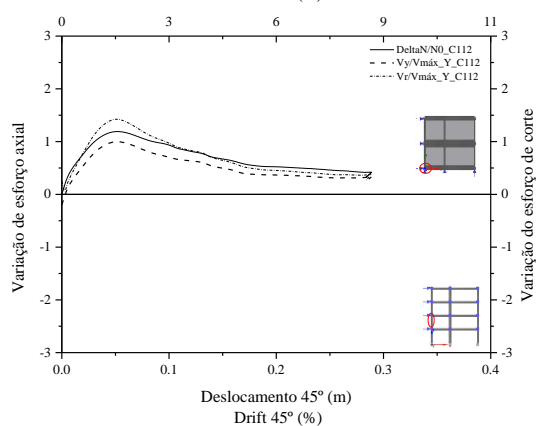
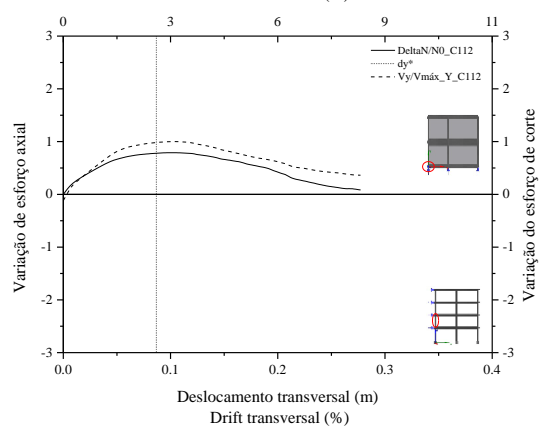
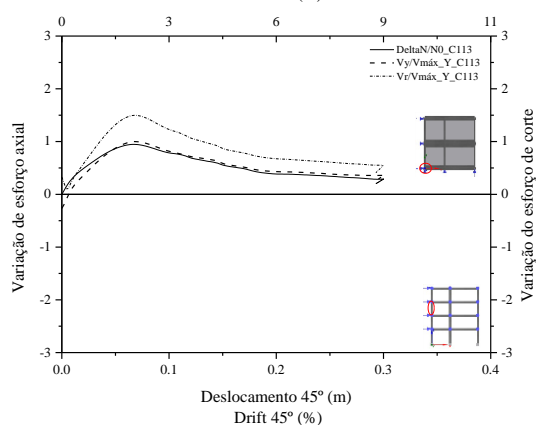
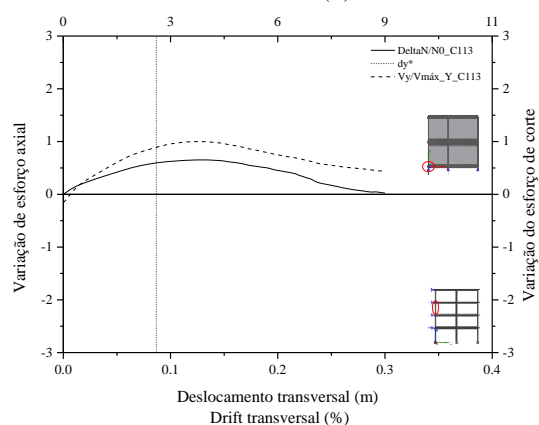
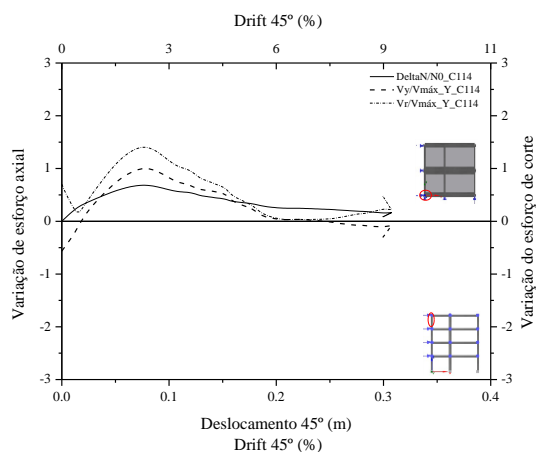
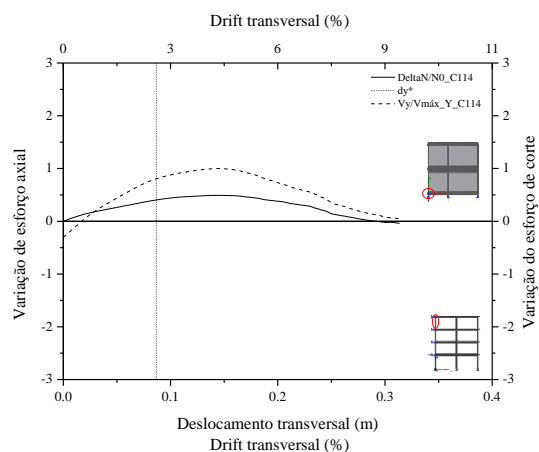
Ao longo deste anexo serão apresentados os resultados obtidos referentes às análises *pushover* triangulares realizadas nos edifícios Elsa Frame, PT4 e PT6. Serão apresentados os resultados da variação do esforço axial em função do deslocamento e do drift, a variação do esforço de corte e o valor do deslocamento de cedência d_y^* .

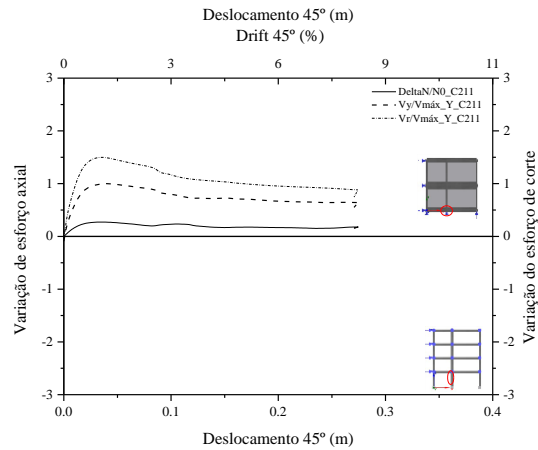
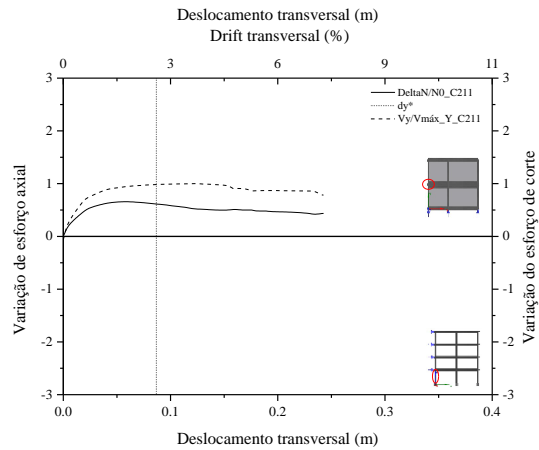
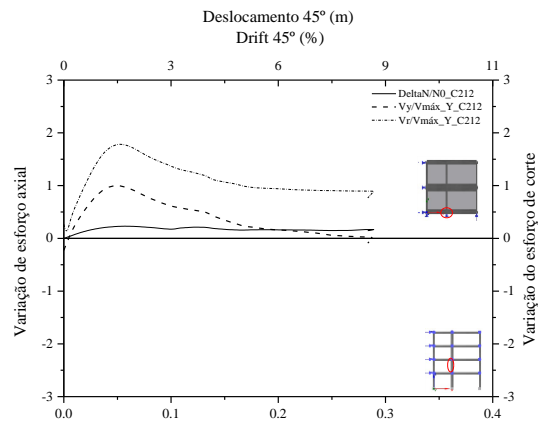
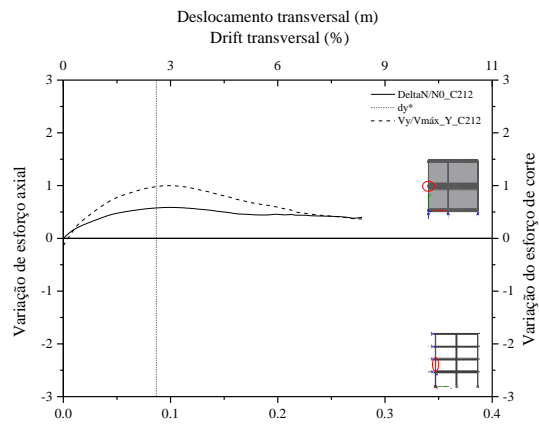
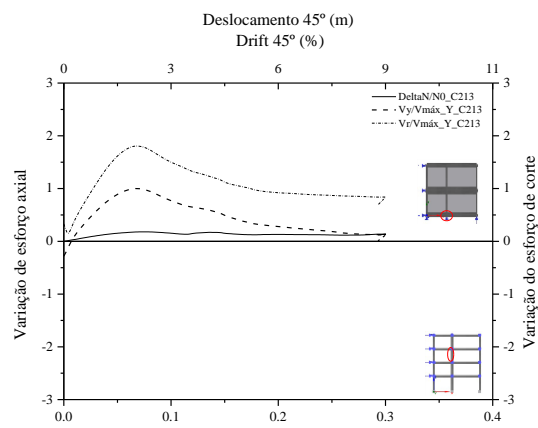
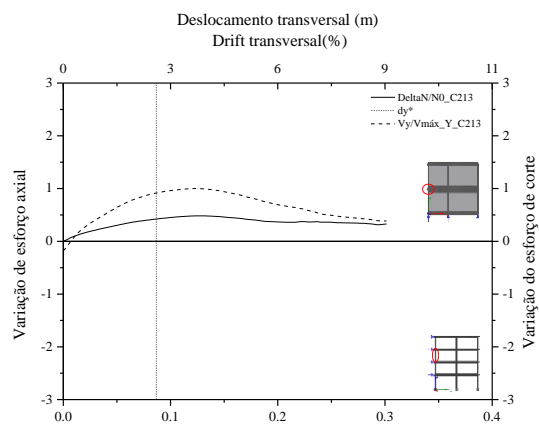
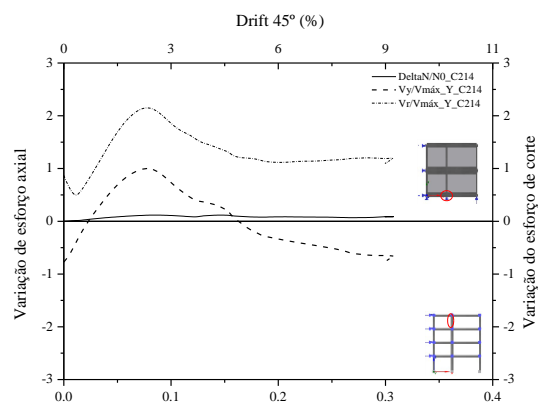
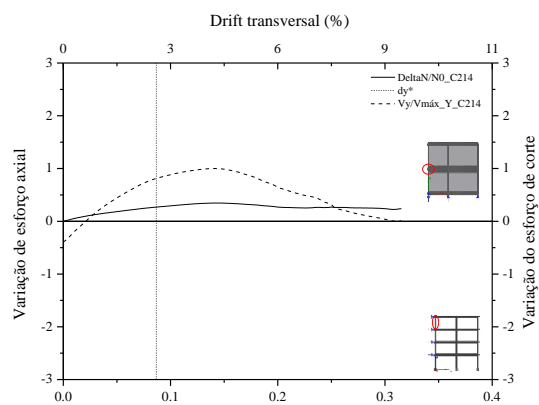
B.2 EDIFÍCIO ELSA FRAME

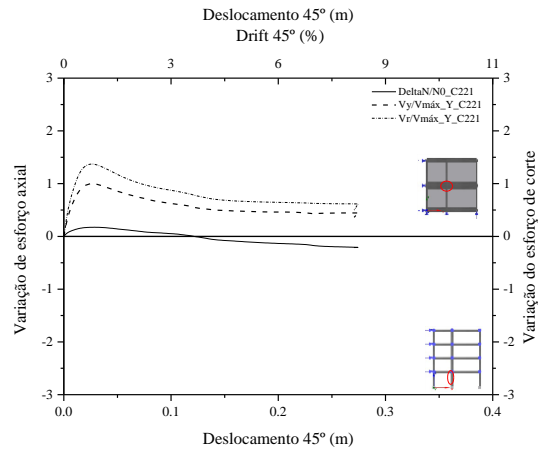
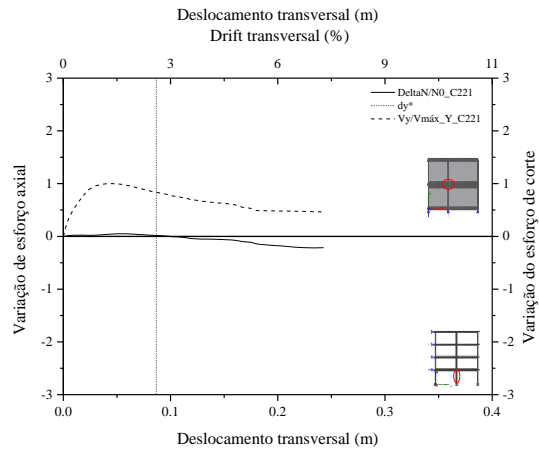
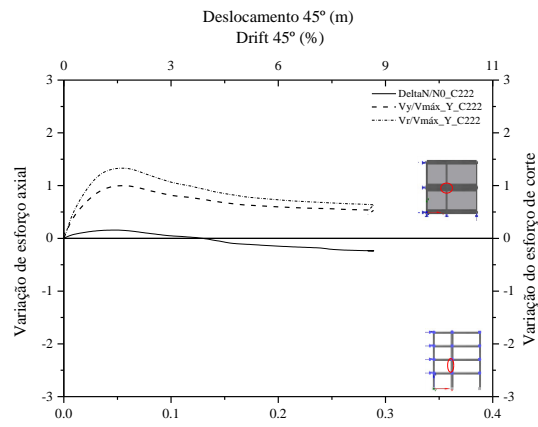
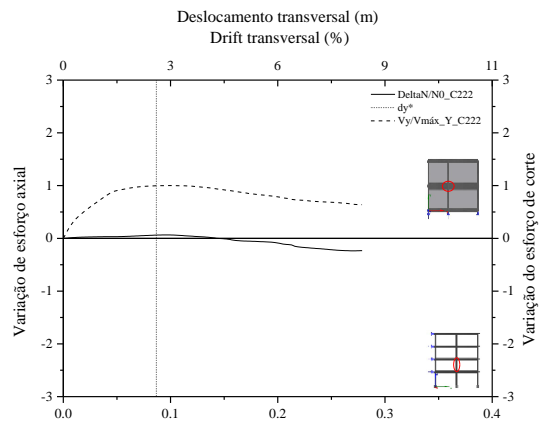
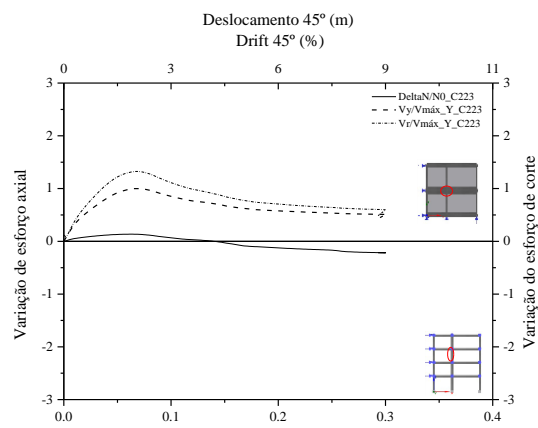
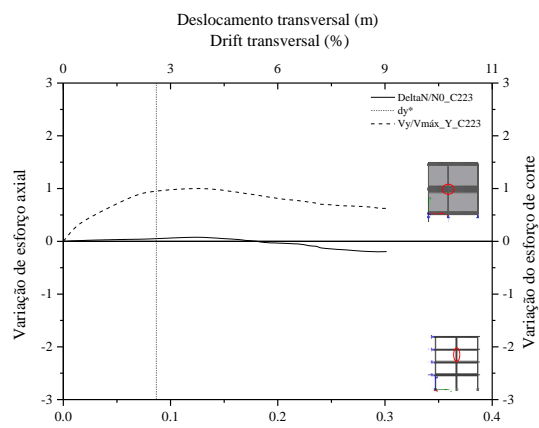
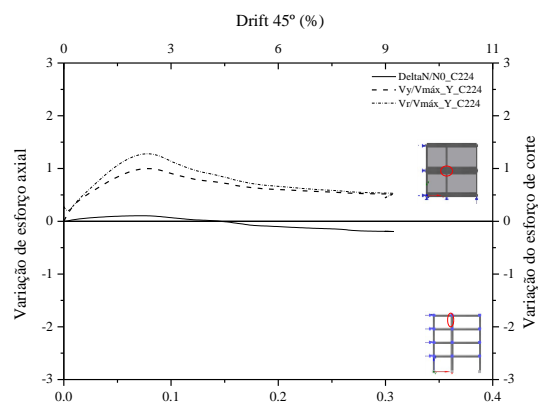
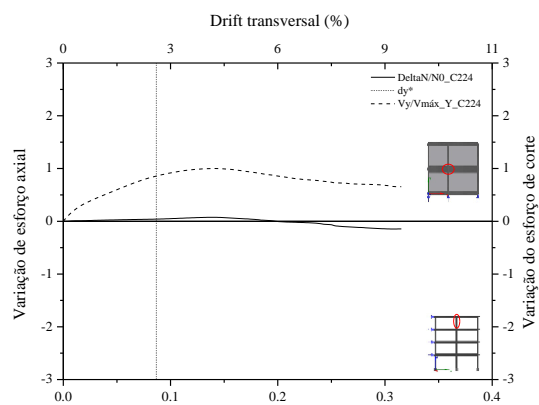




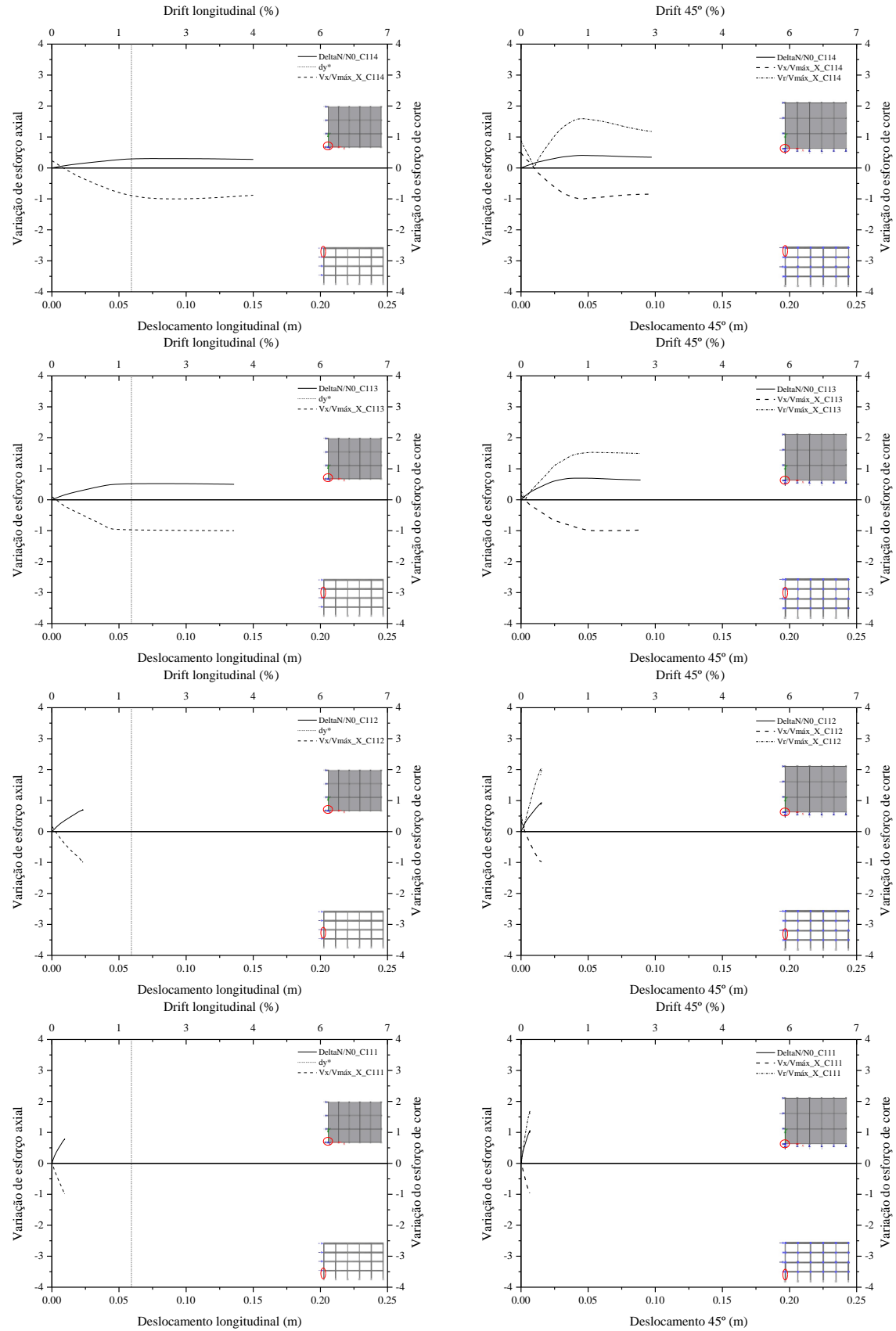


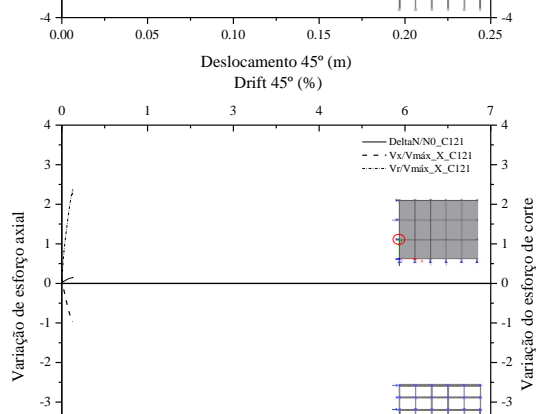
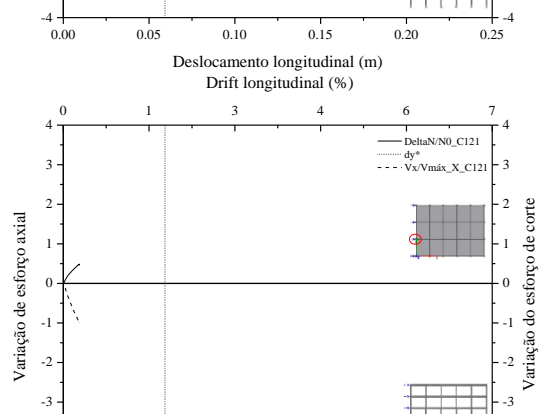
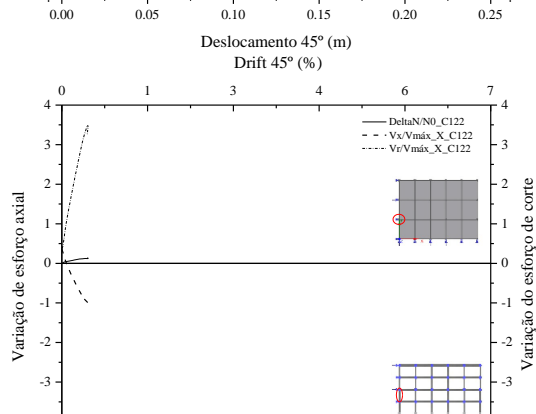
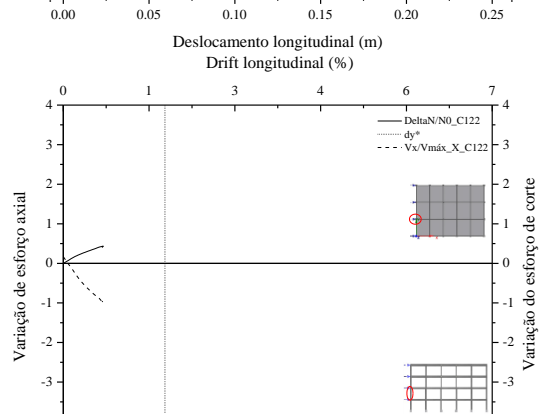
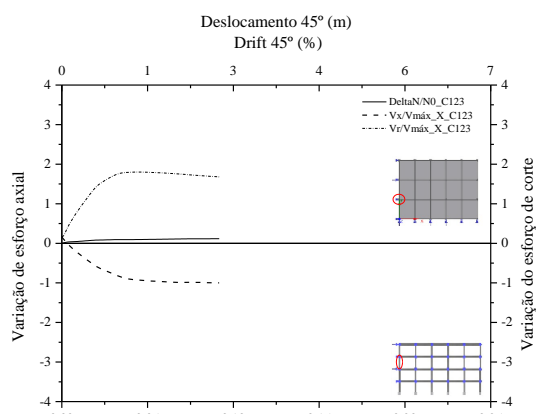
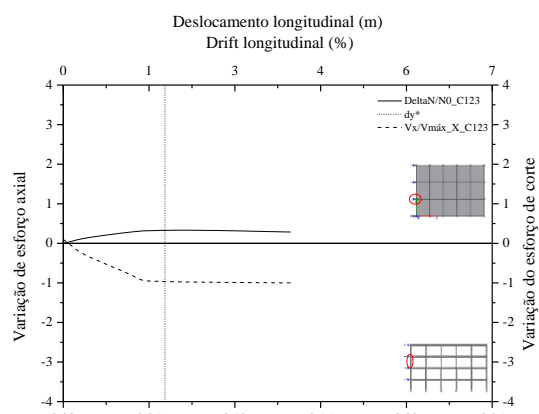
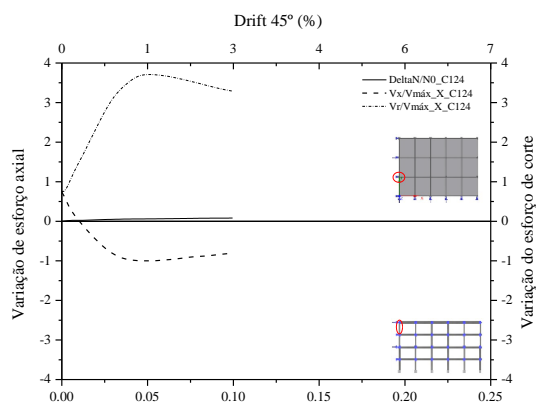
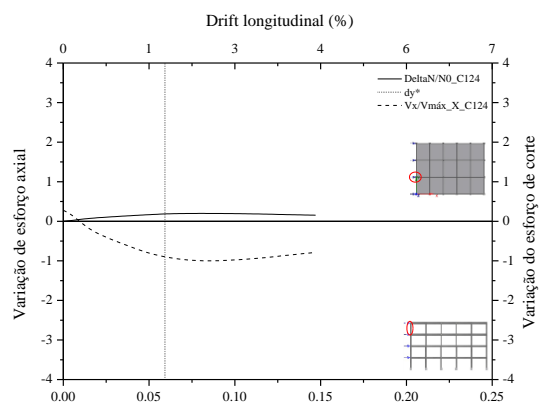


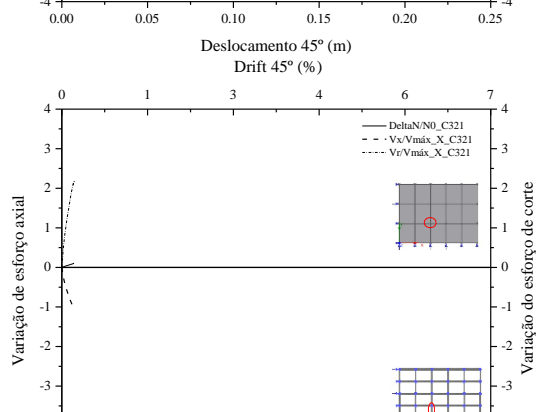
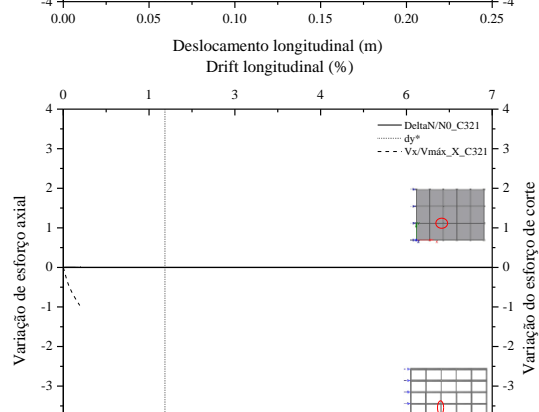
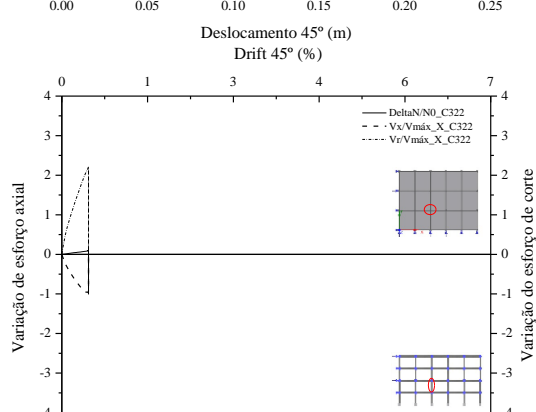
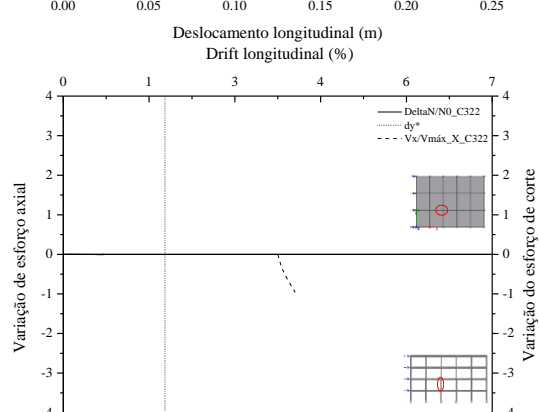
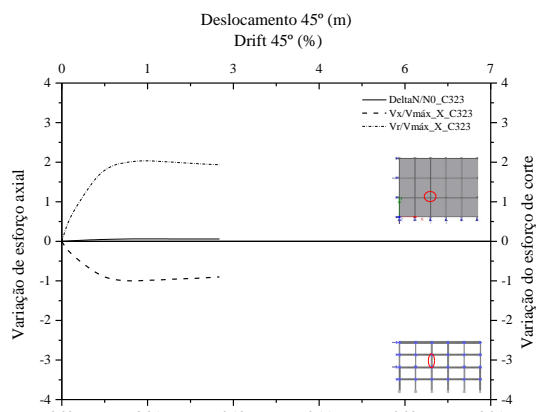
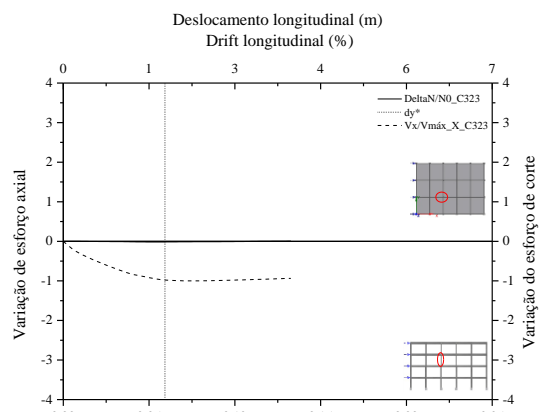
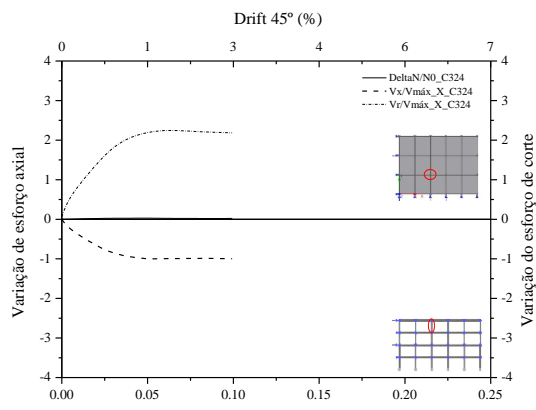
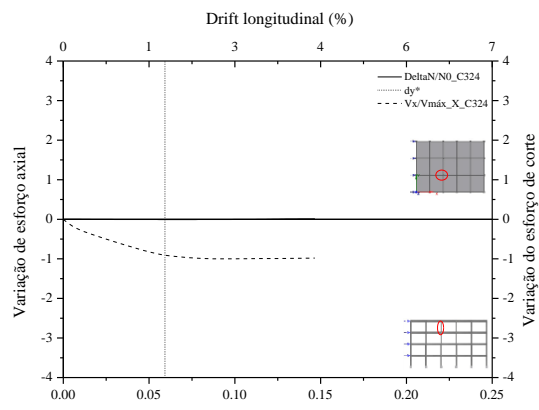


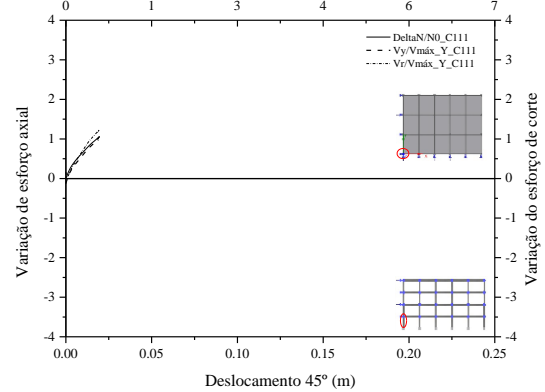
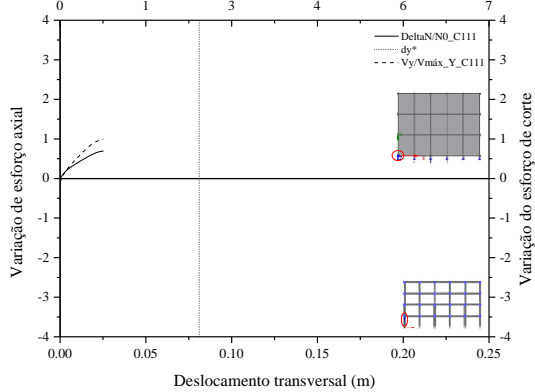
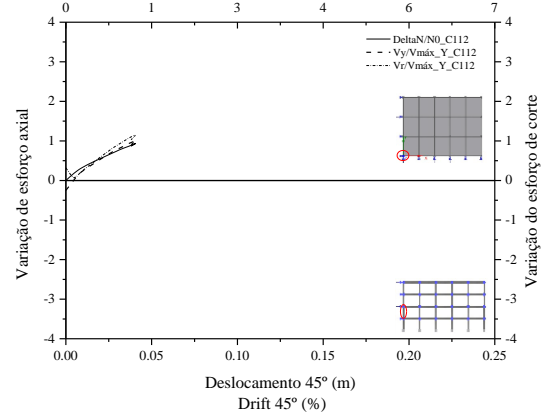
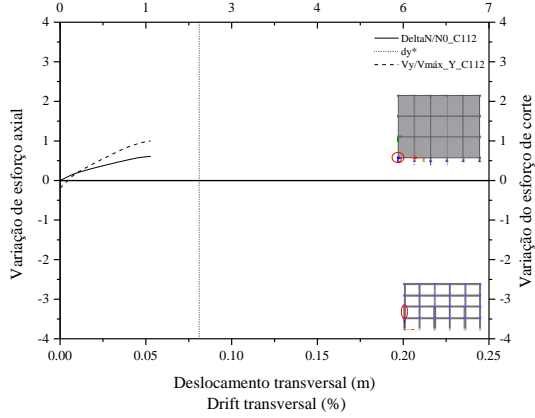
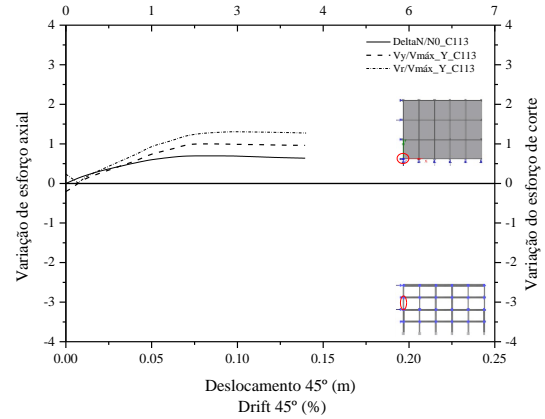
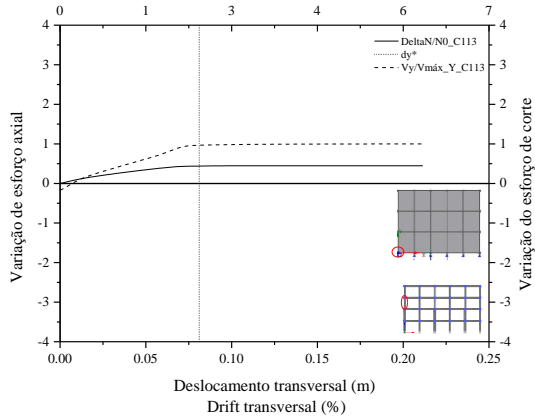
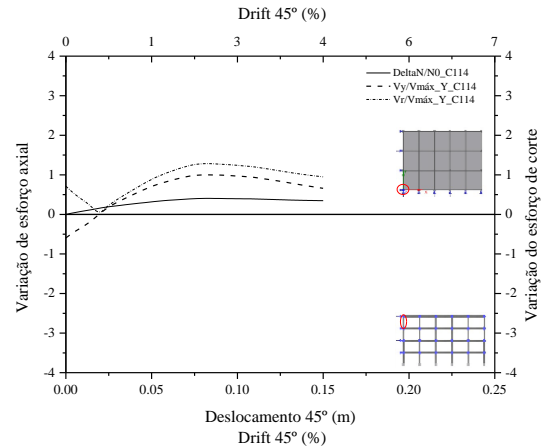
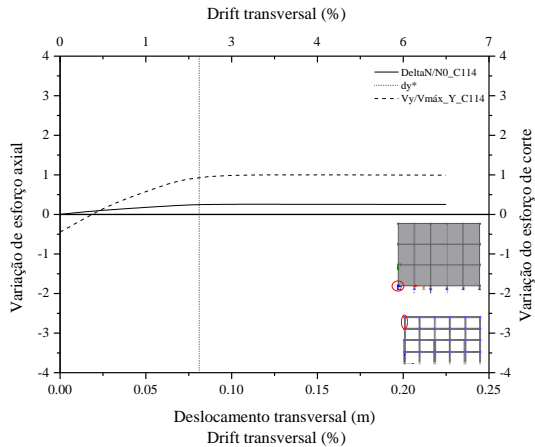


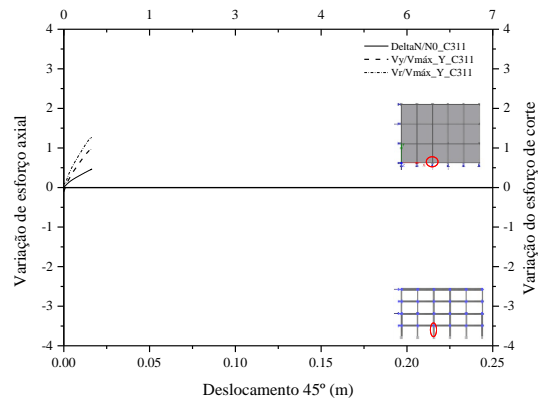
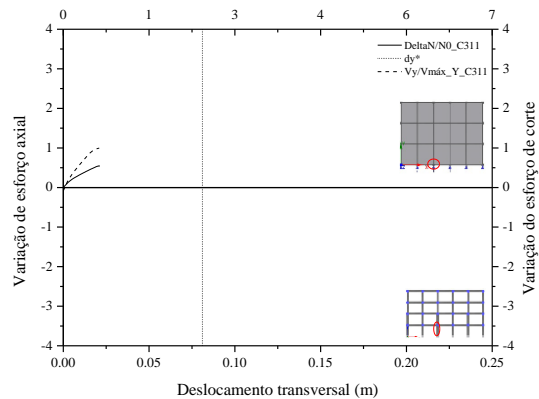
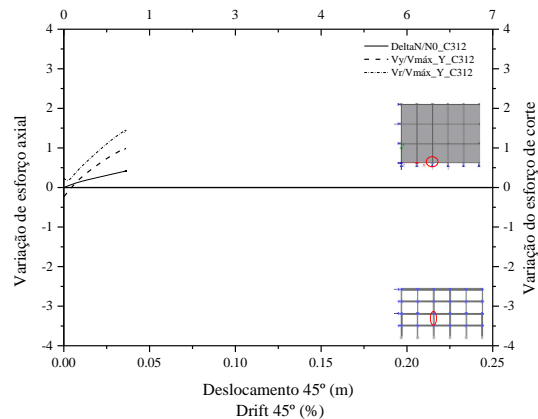
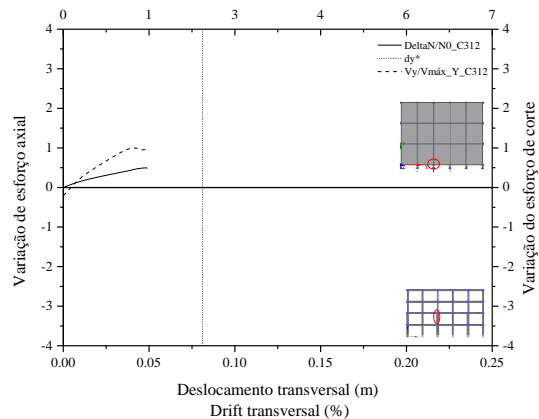
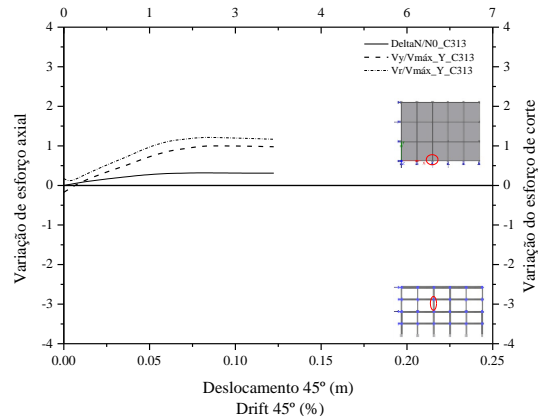
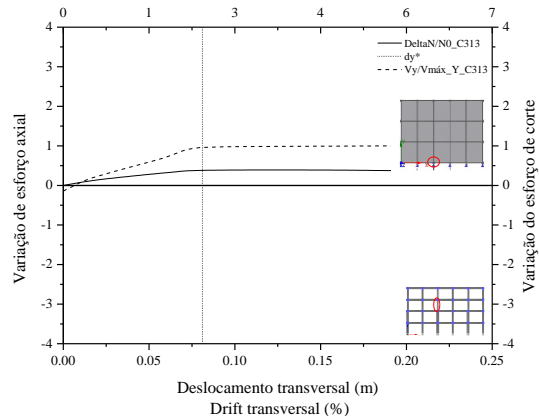
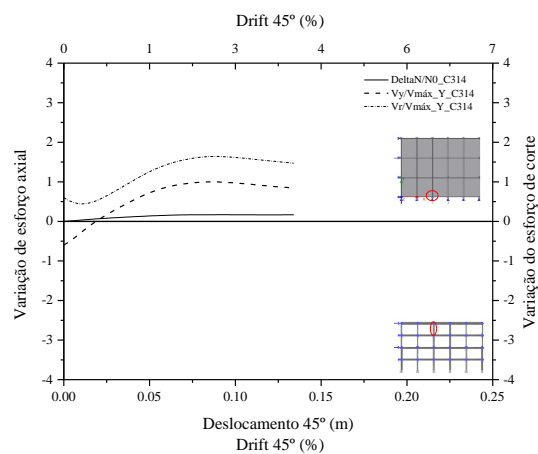
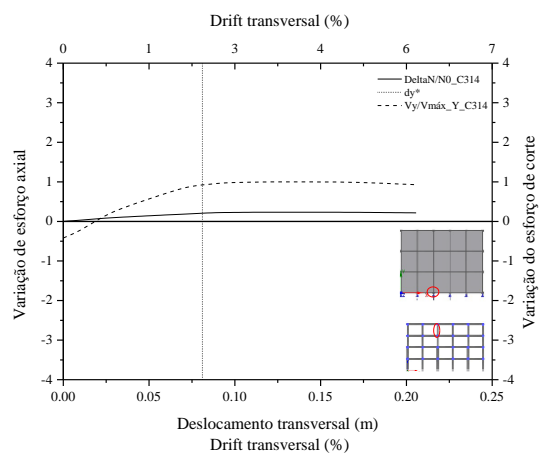
B.3 EDIFÍCIO PT4

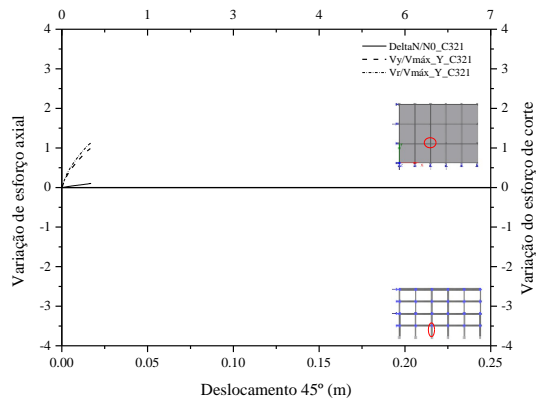
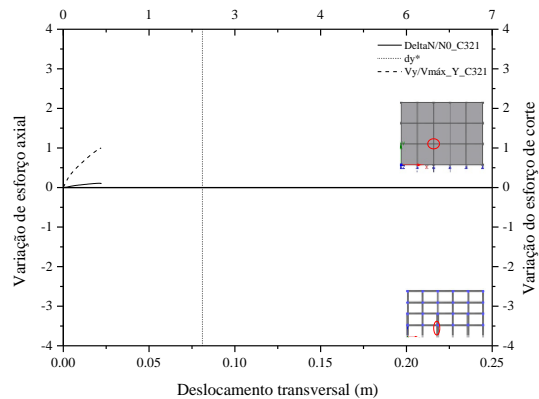
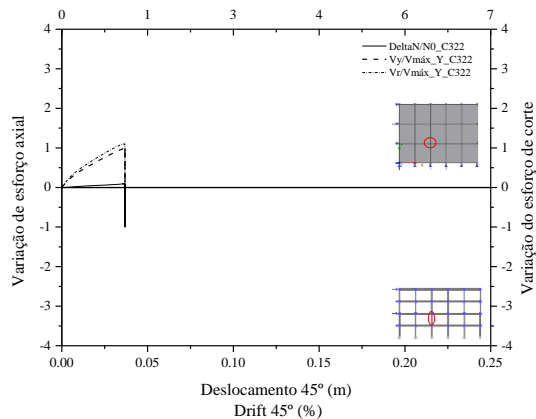
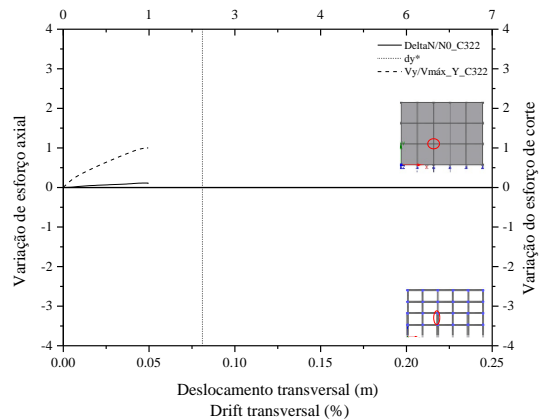
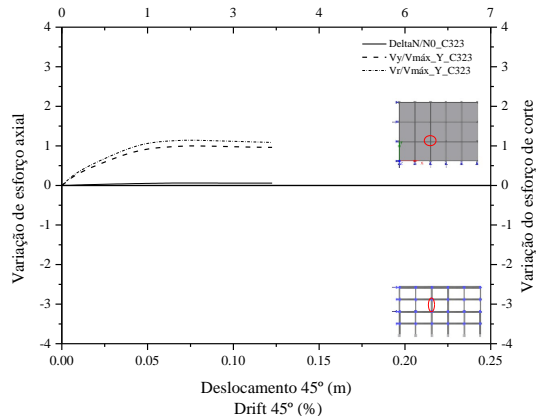
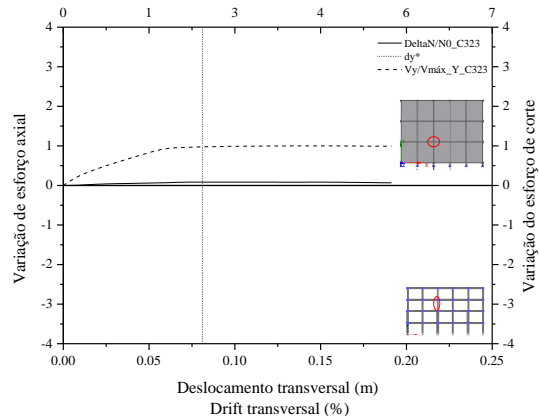
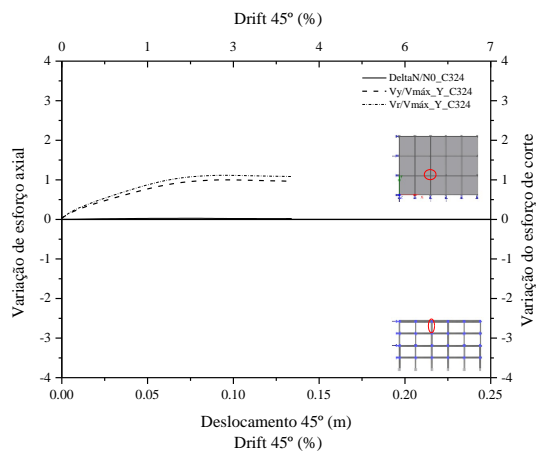
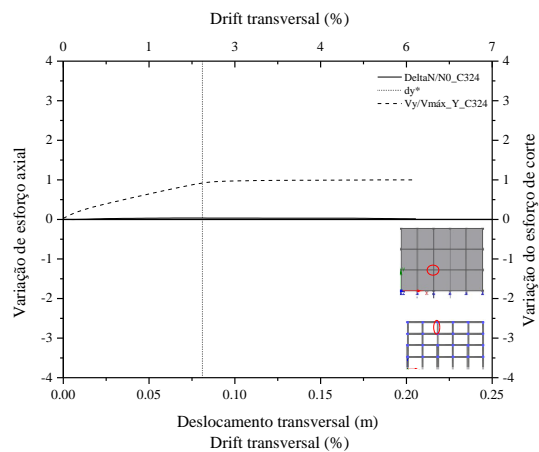




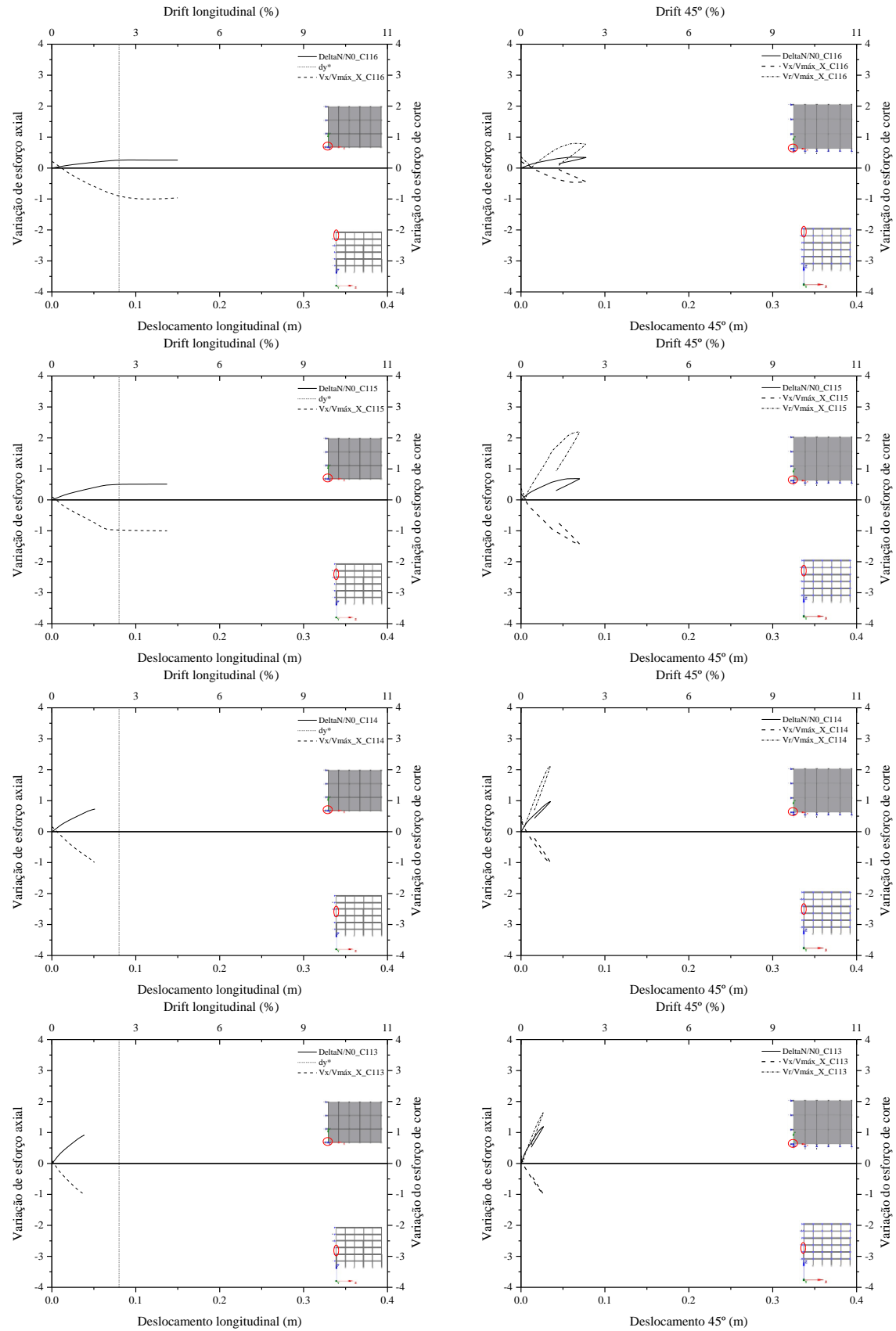


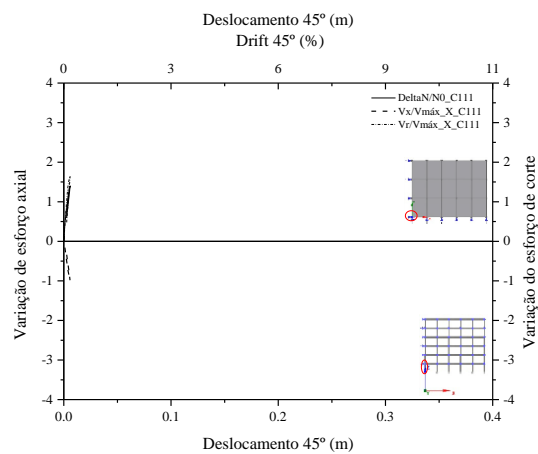
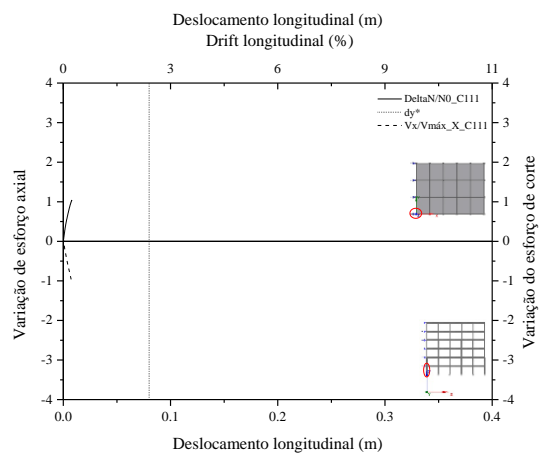
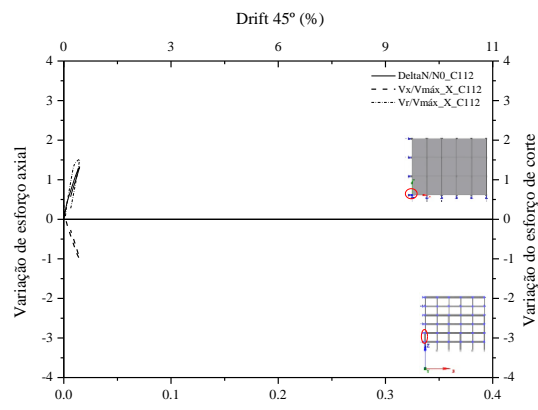
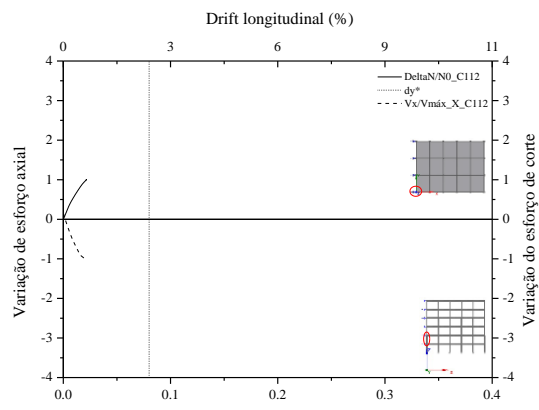


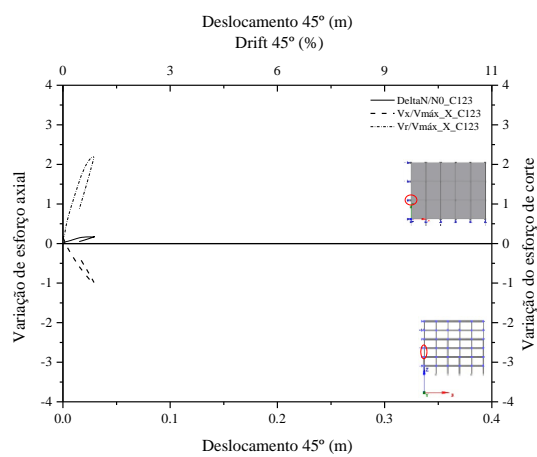
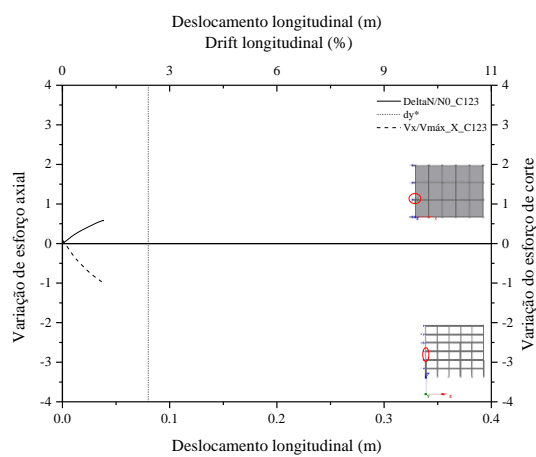
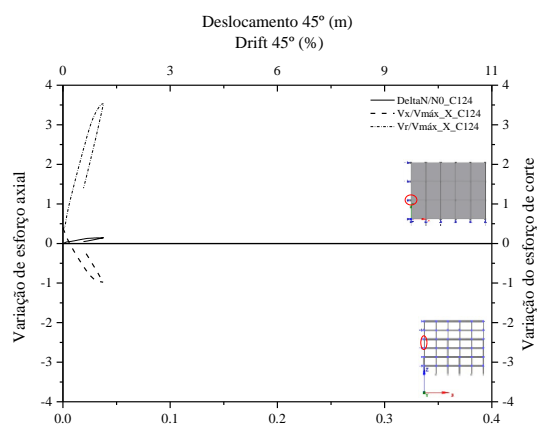
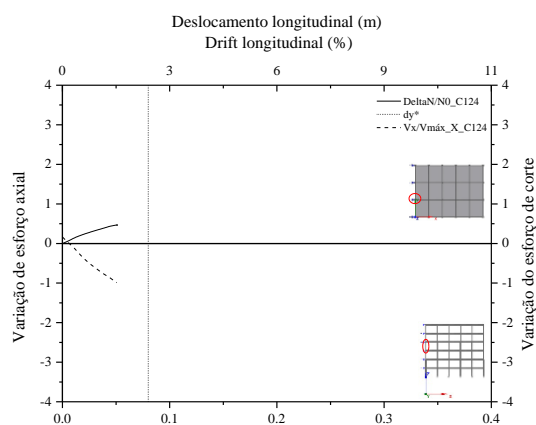
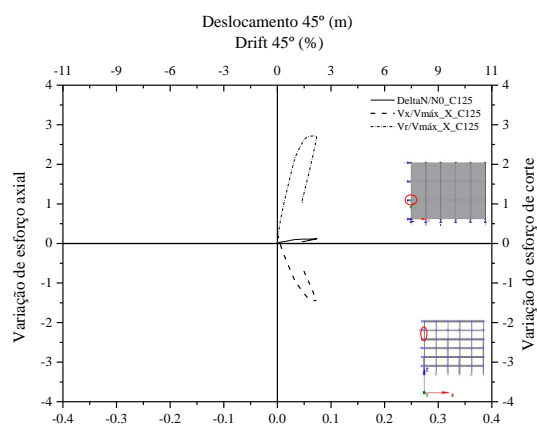
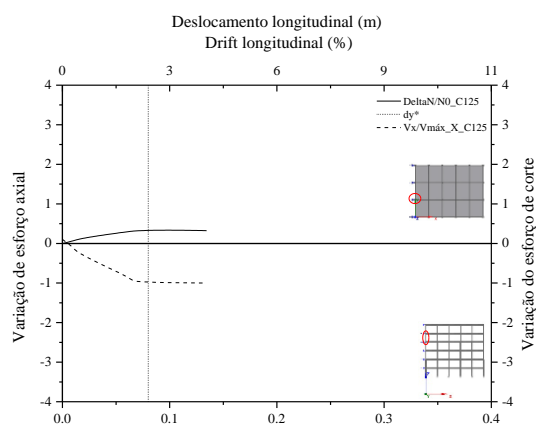
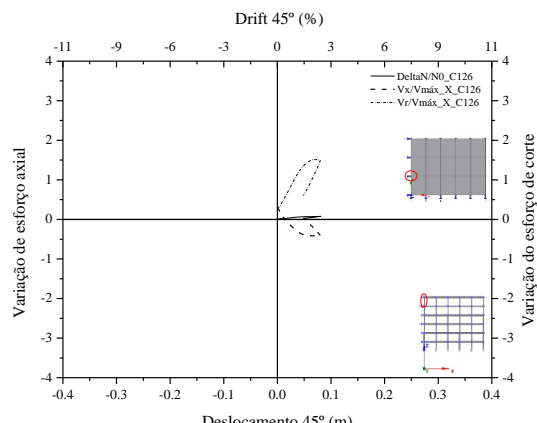
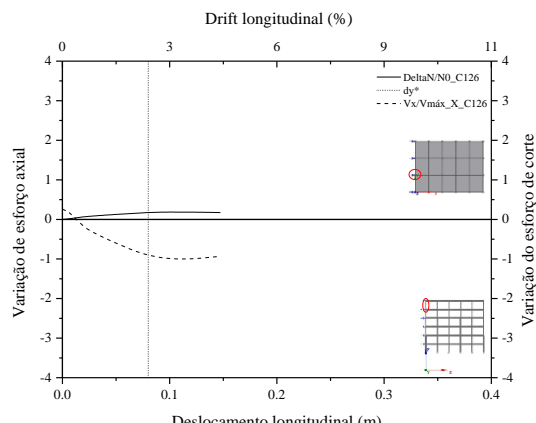


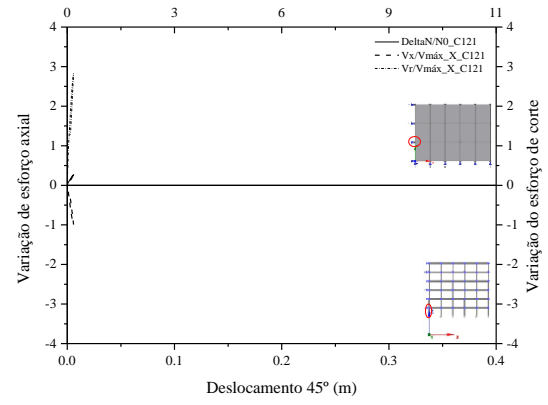
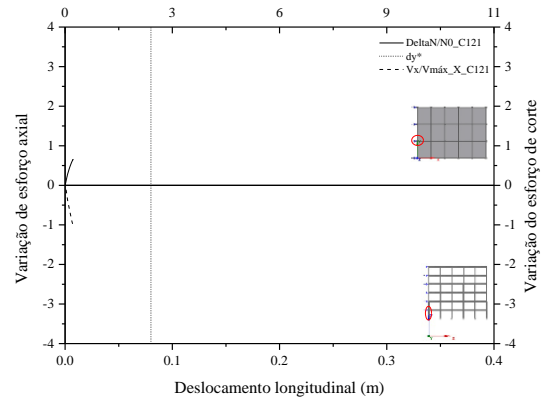
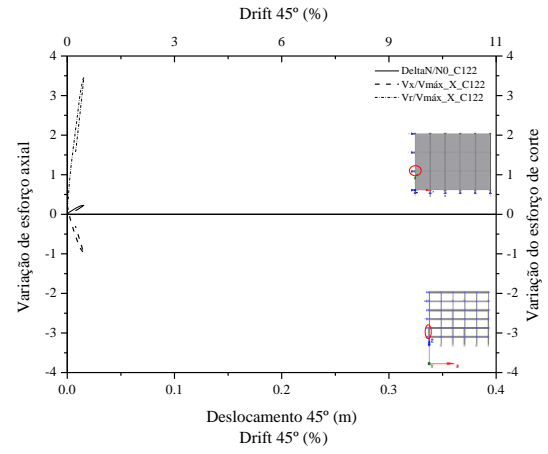
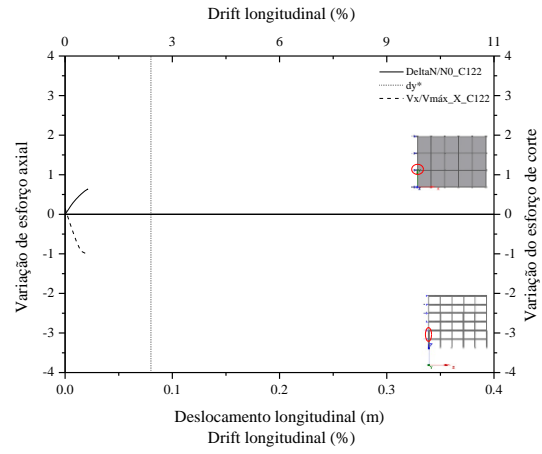


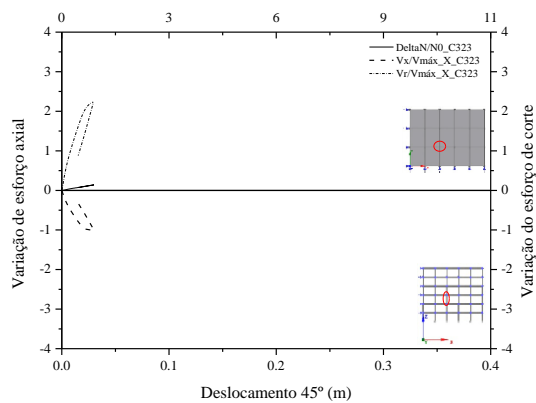
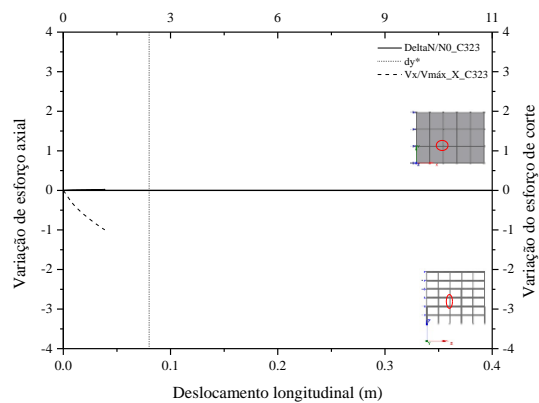
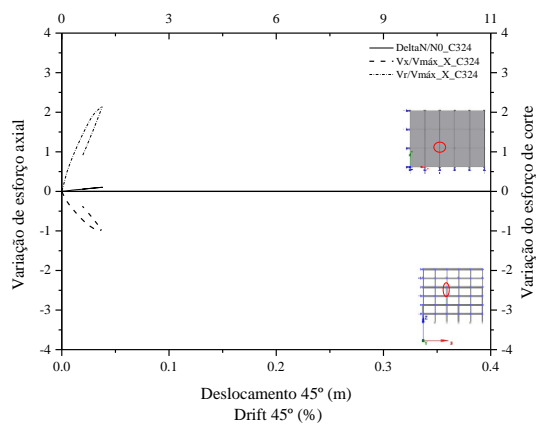
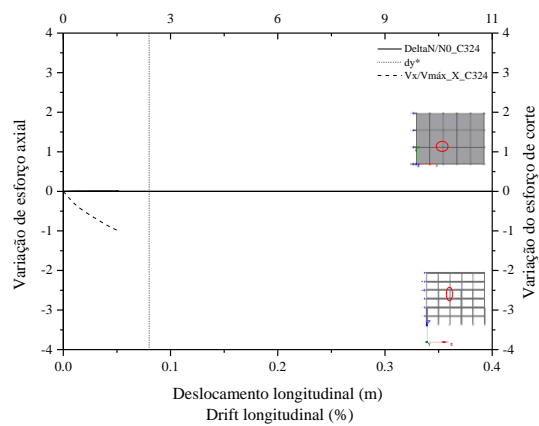
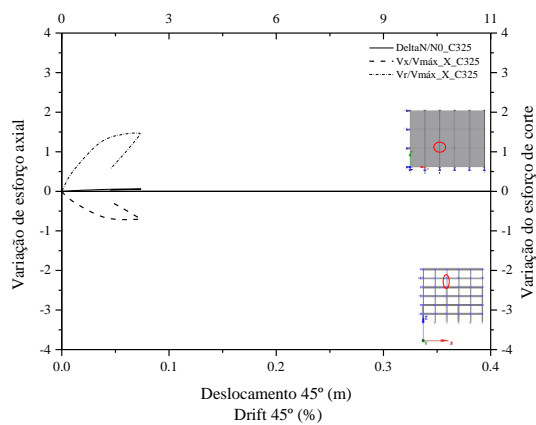
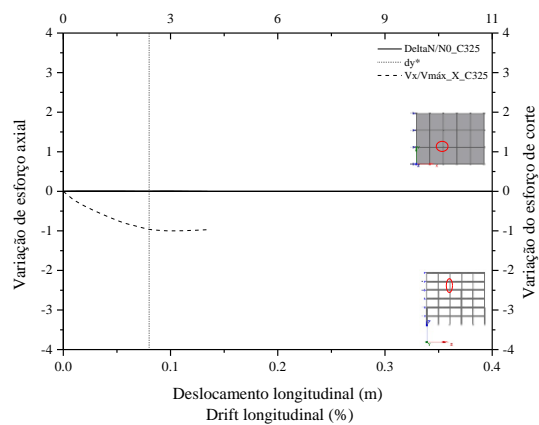
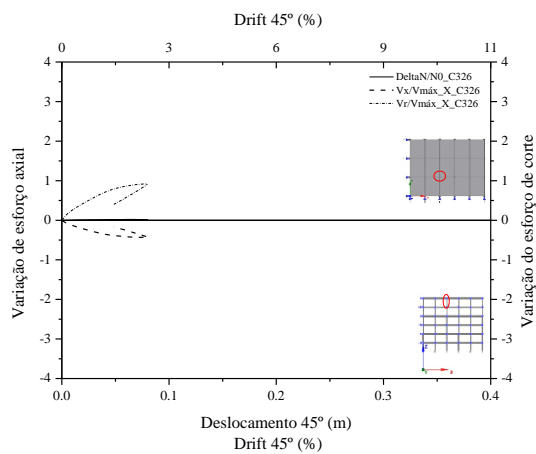
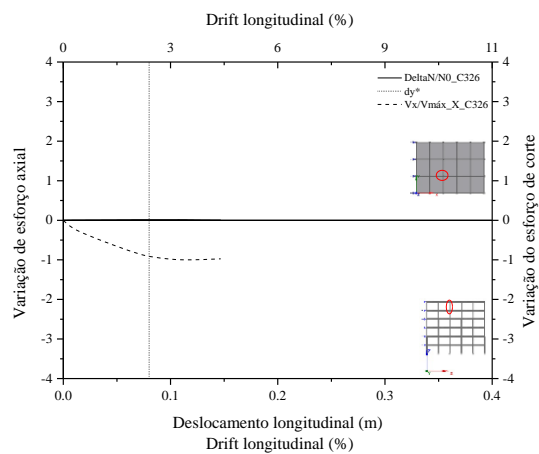
B.4 EDIFÍCIO PT6

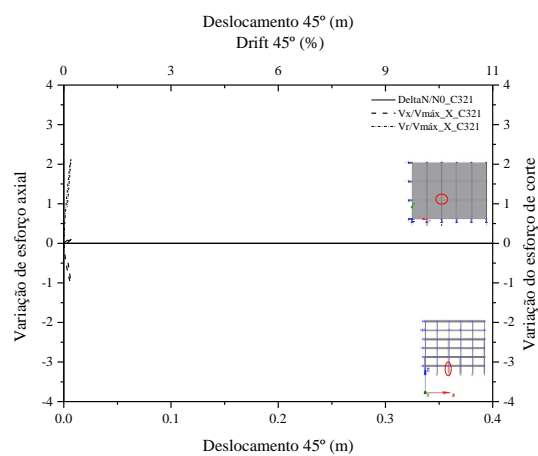
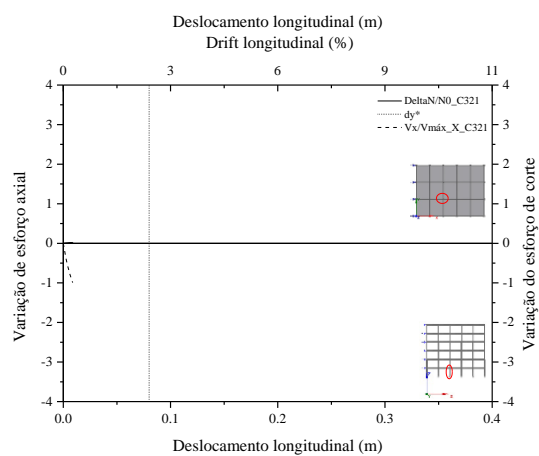
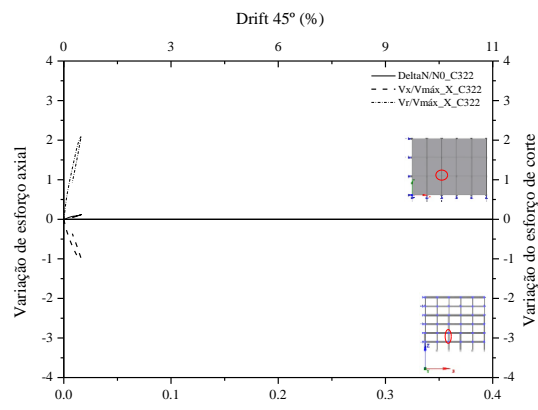
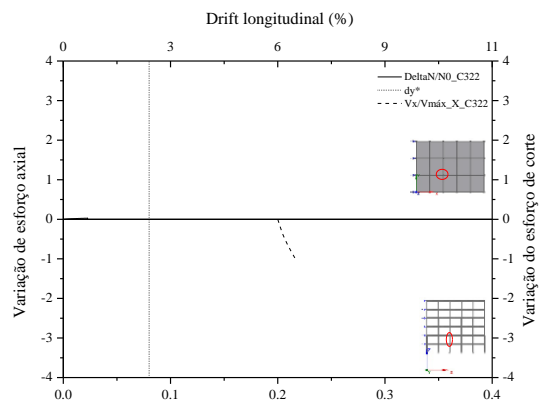


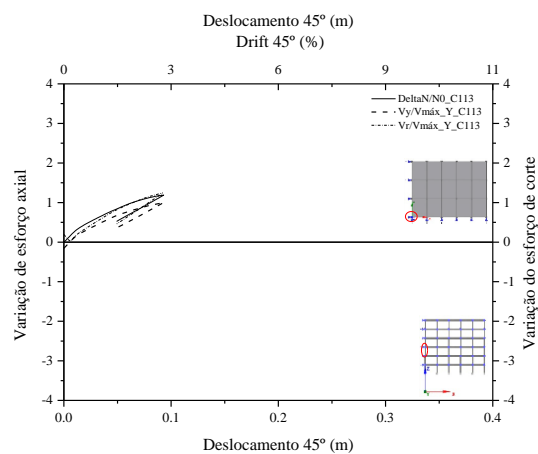
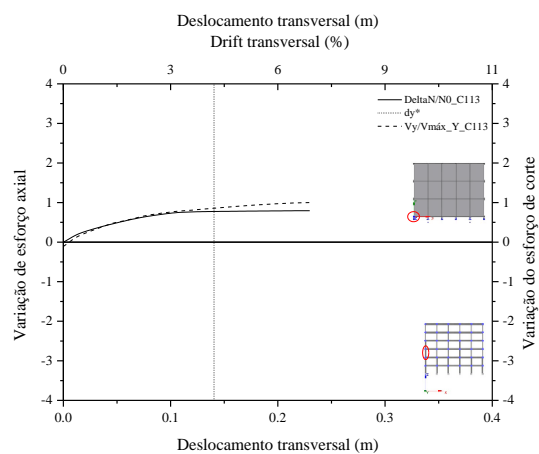
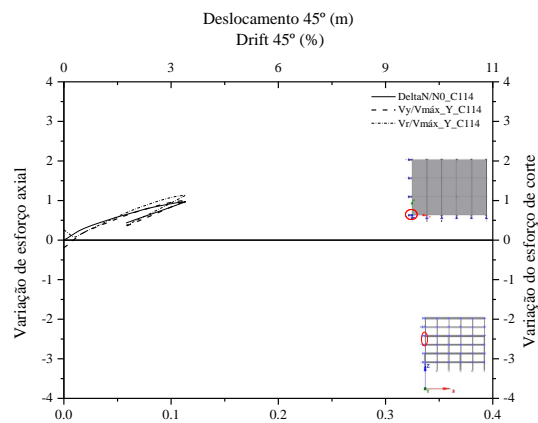
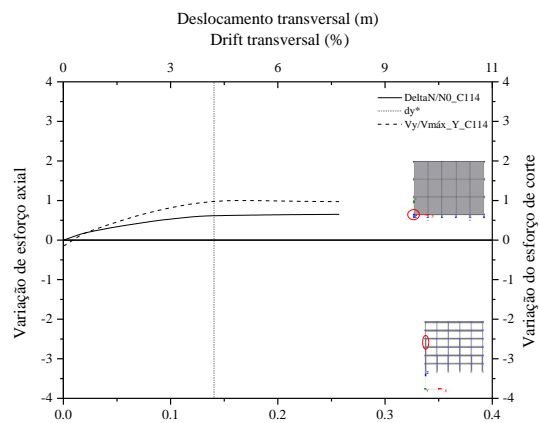
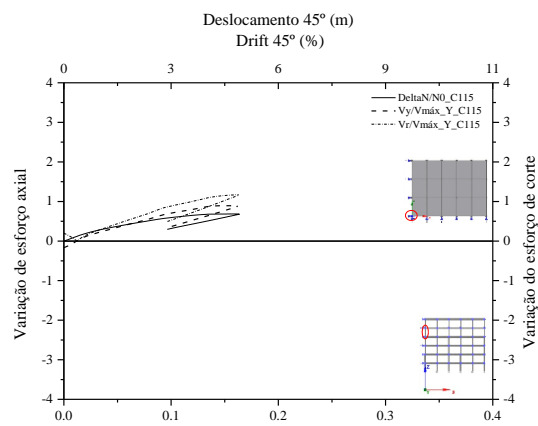
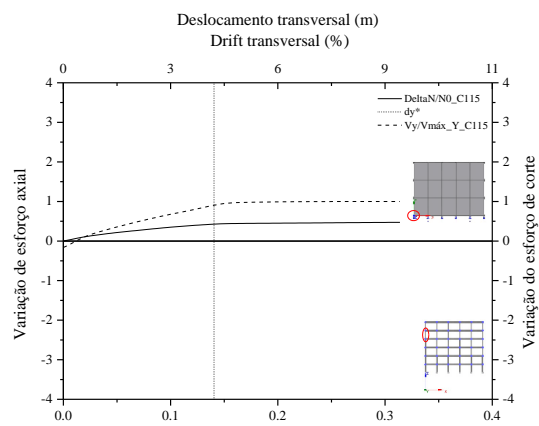
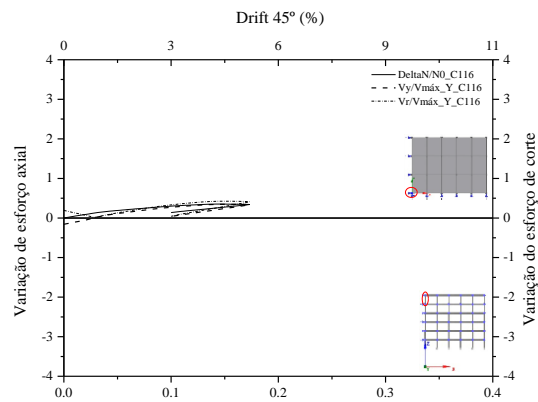
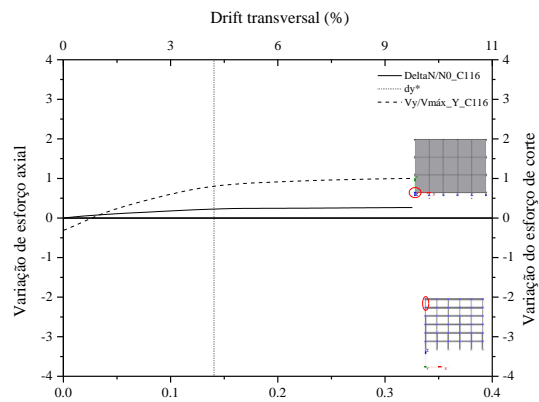


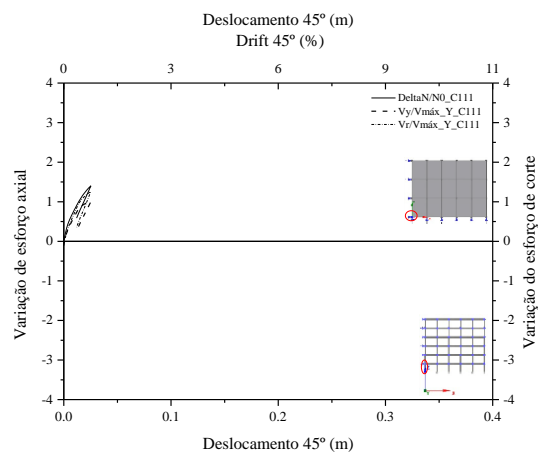
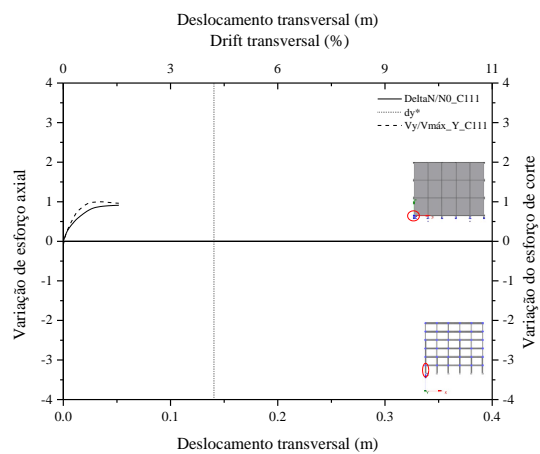
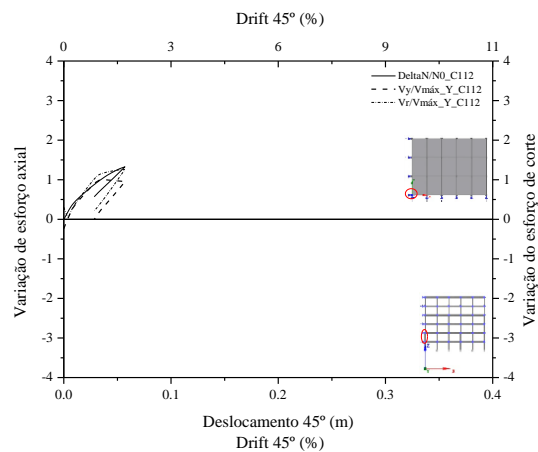
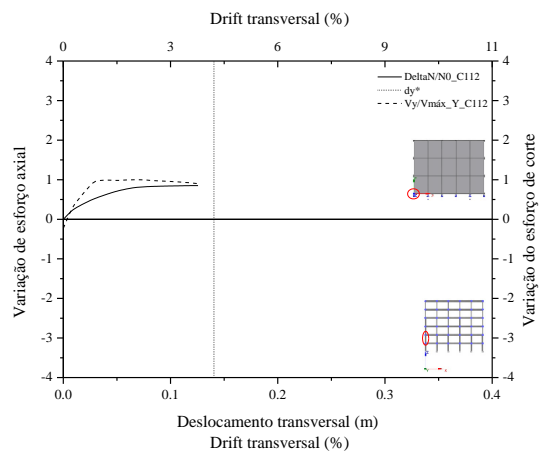


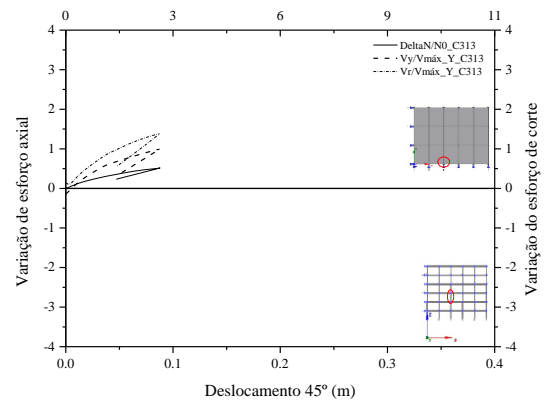
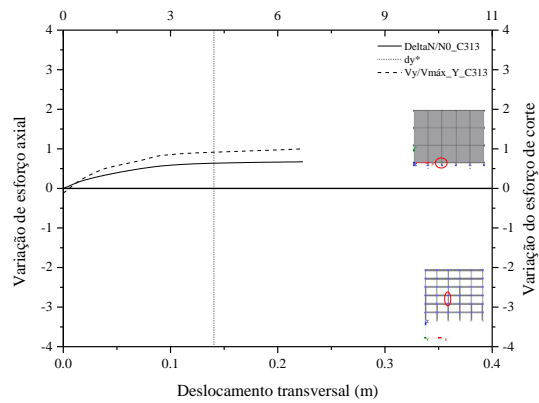
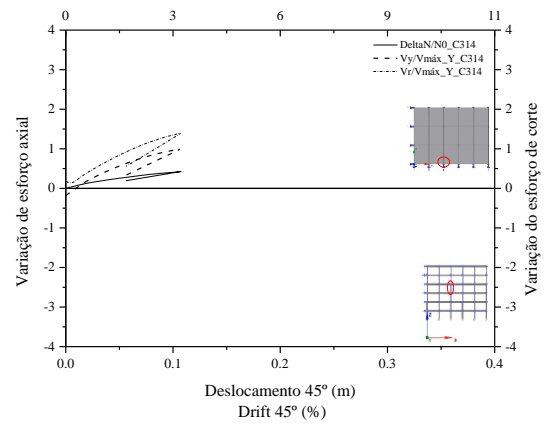
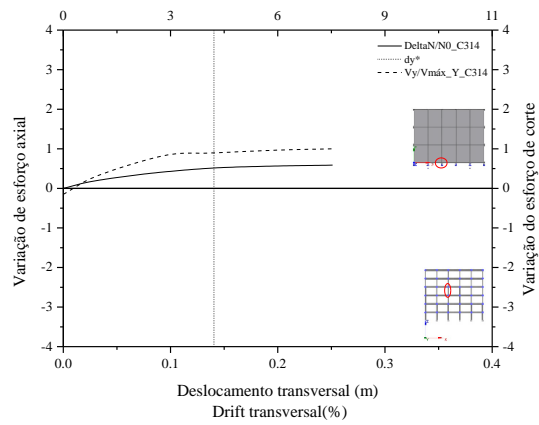
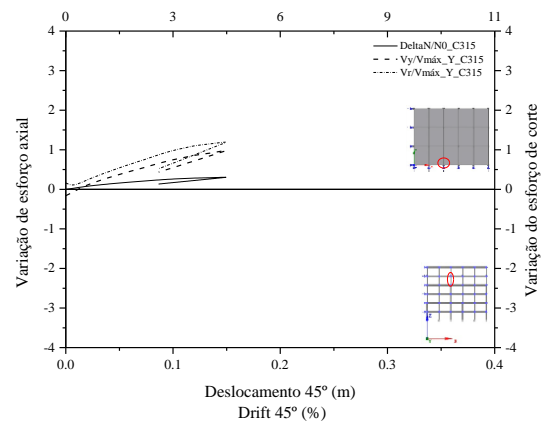
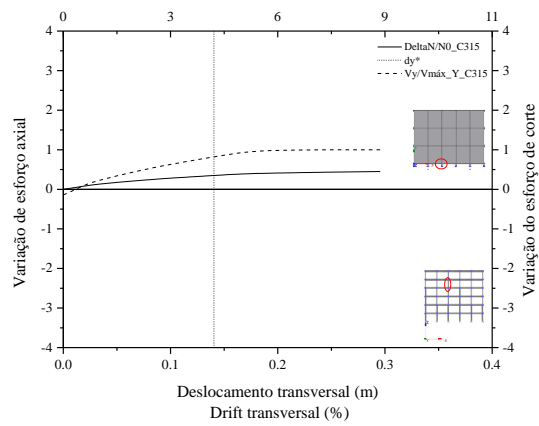
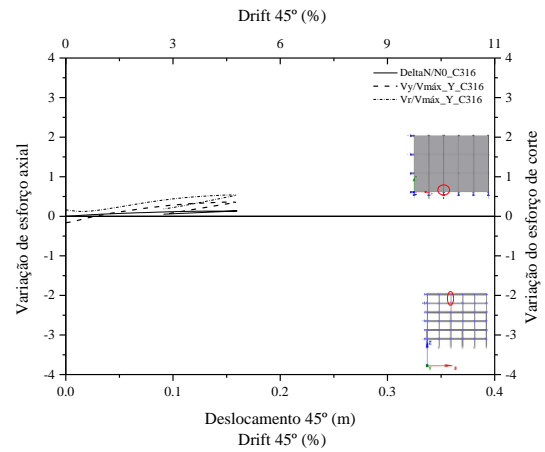
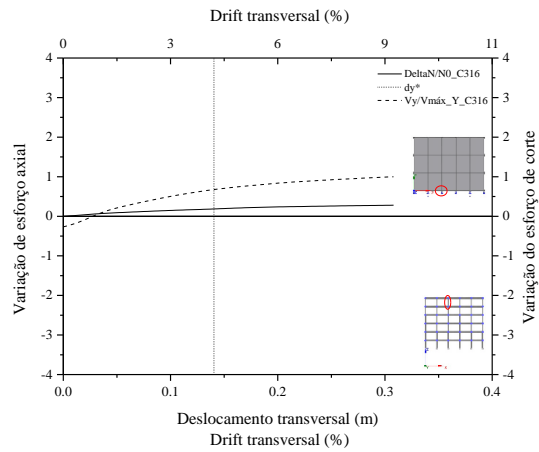


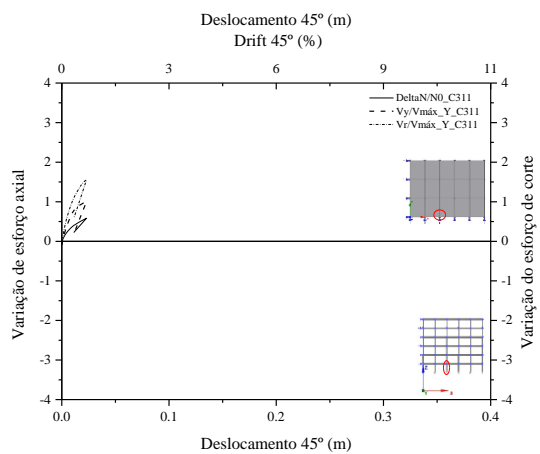
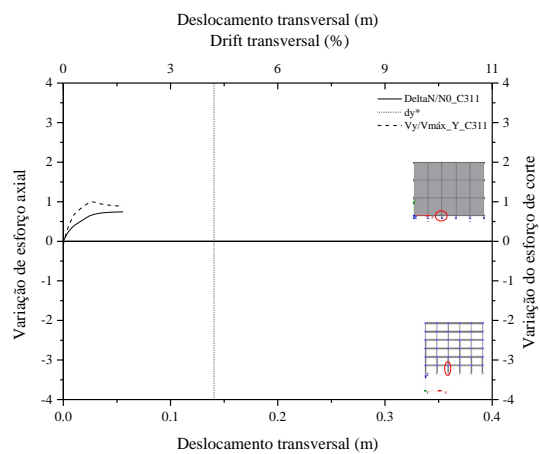
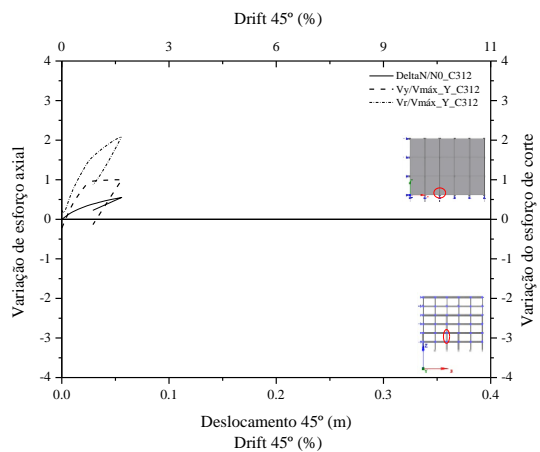
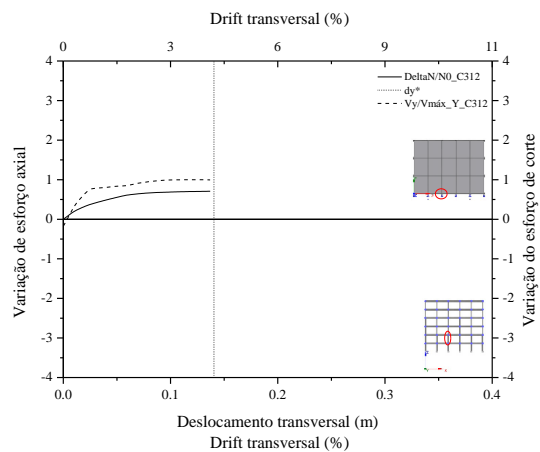


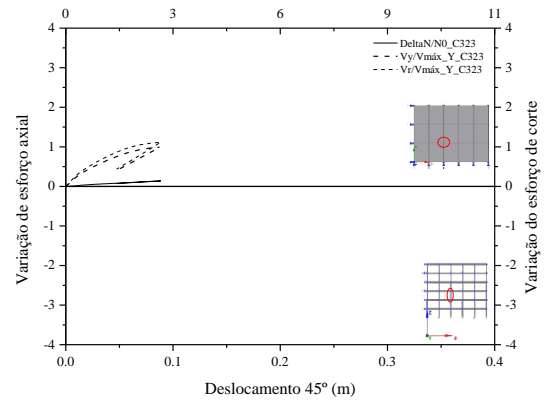
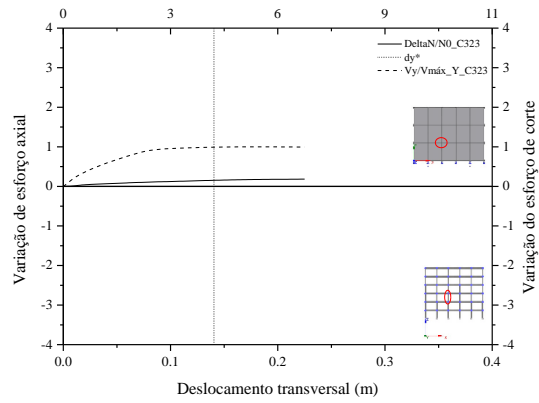
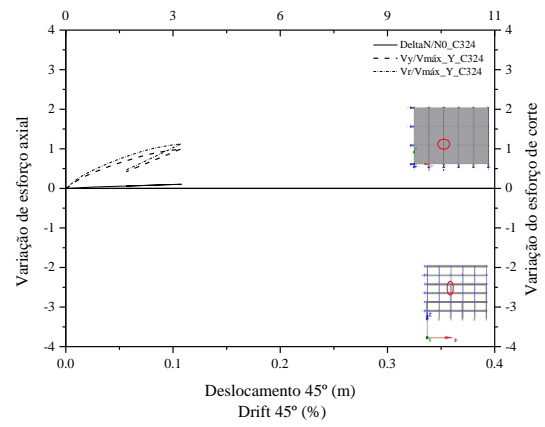
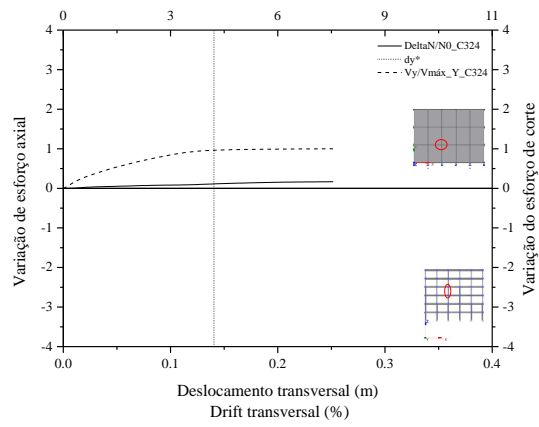
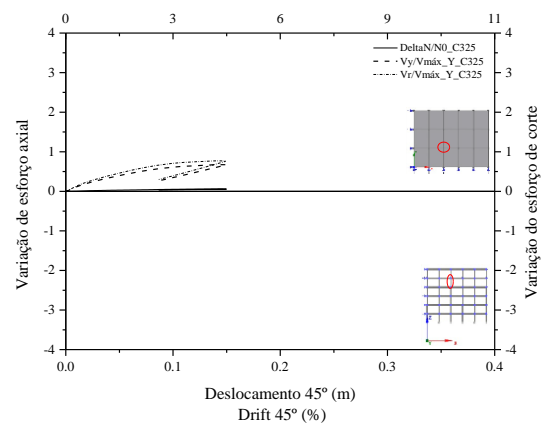
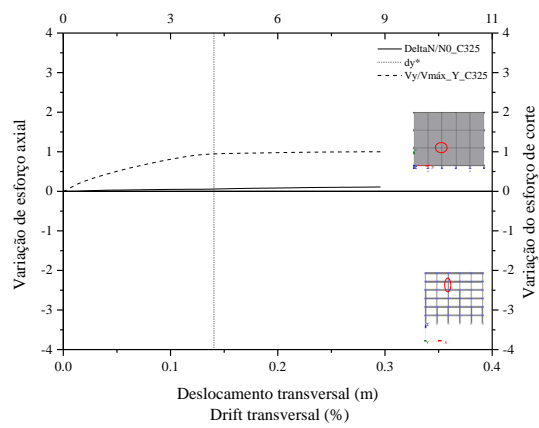
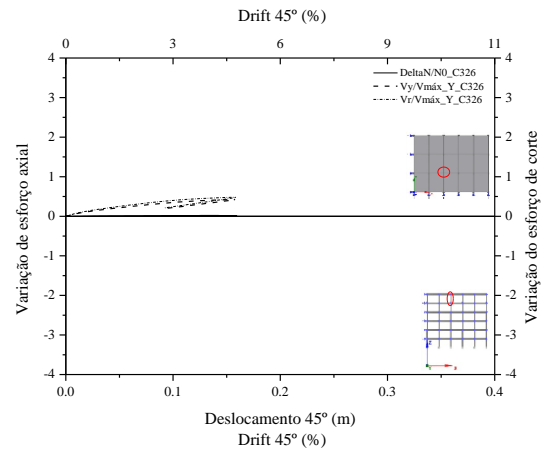
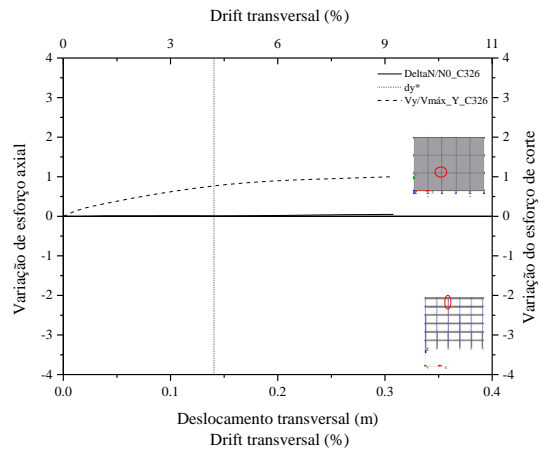


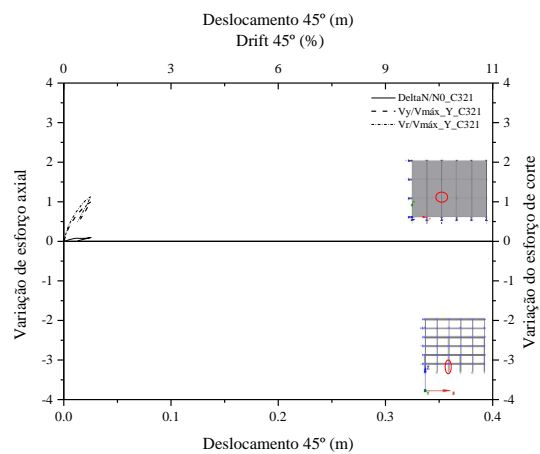
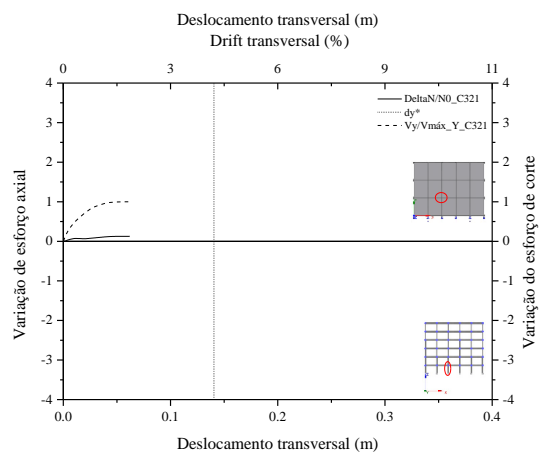
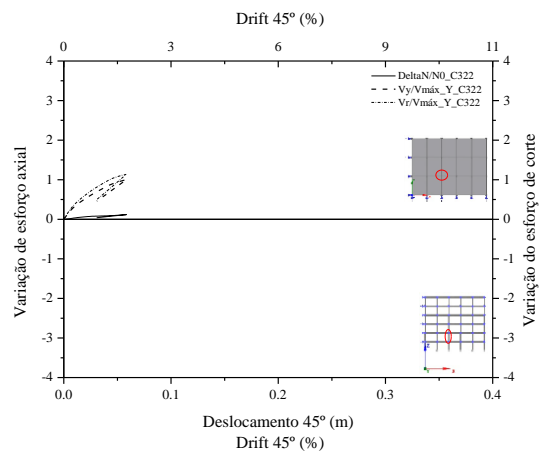
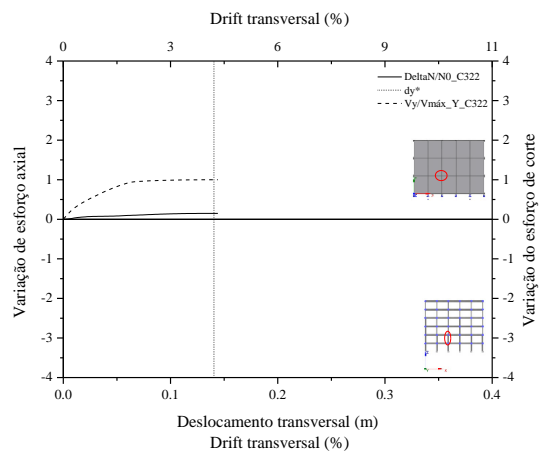












Anexo C

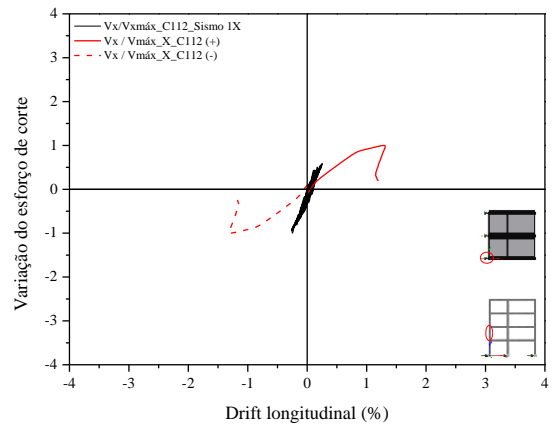
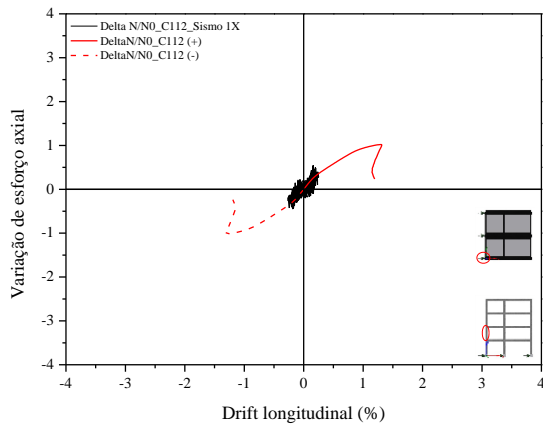
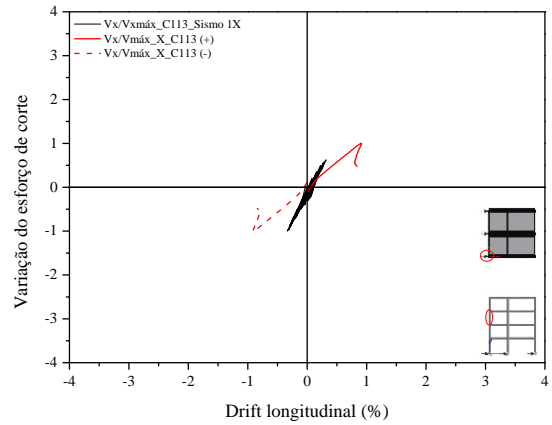
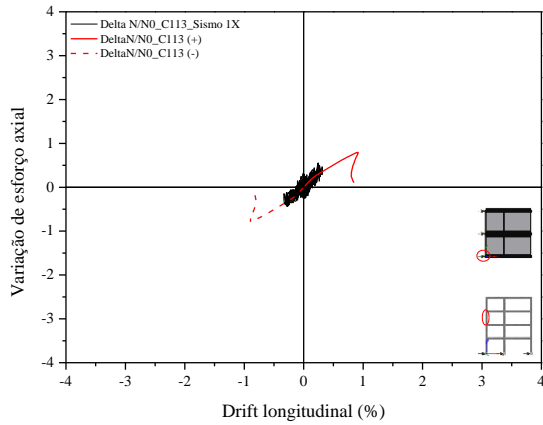
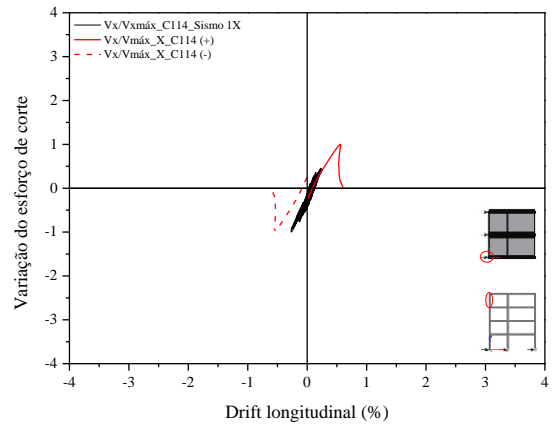
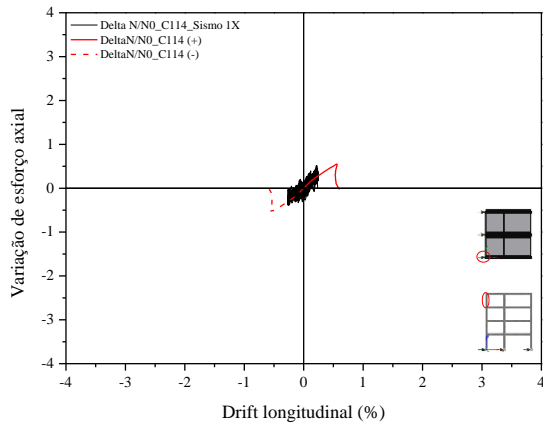
Análises dinâmicas não-lineares

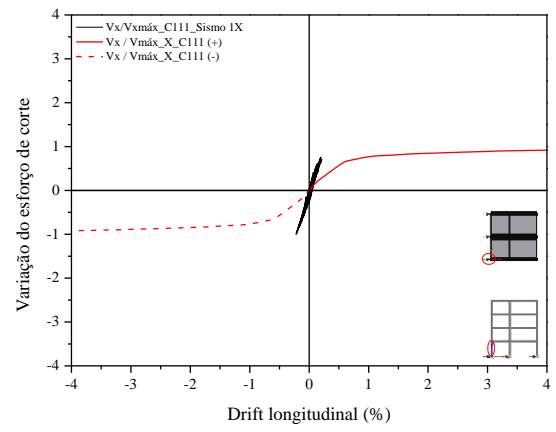
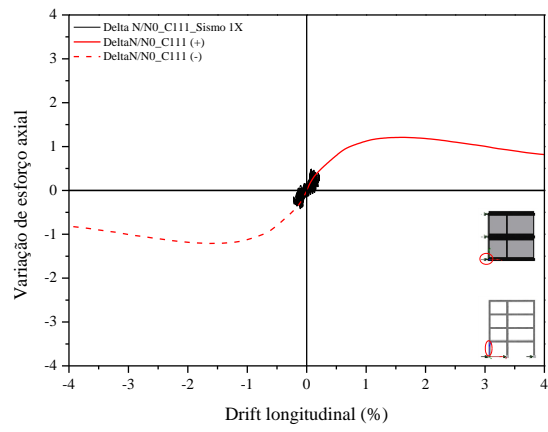
C.1 INTRODUÇÃO

Ao longo deste anexo serão apresentados os resultados obtidos referentes às análises não-lineares dinâmicas realizadas nos edifícios Elsa Frame, PT4 e PT6. Serão apresentados os resultados da variação do esforço axial e de corte em função do *drift* entre pisos.

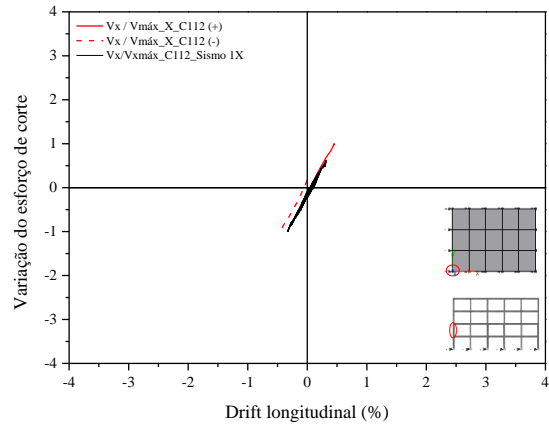
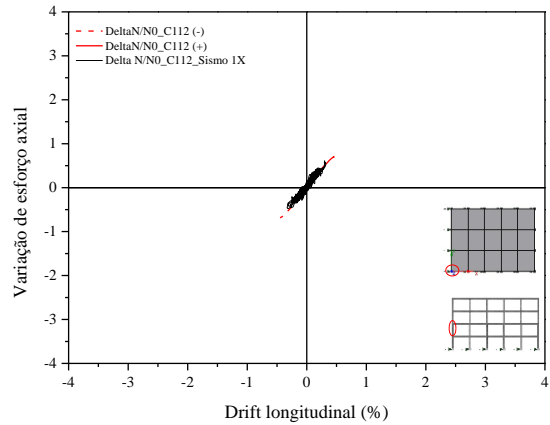
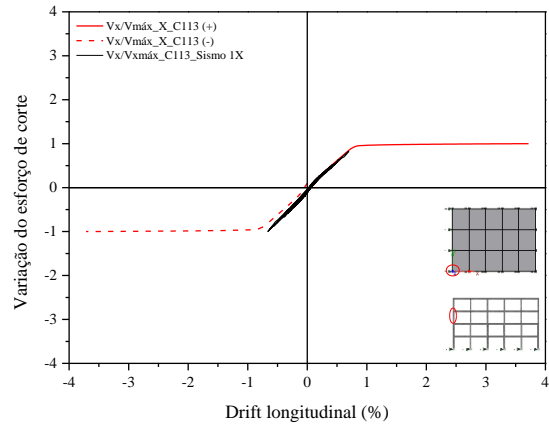
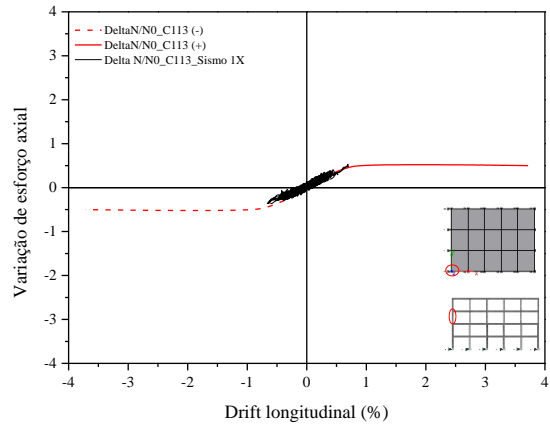
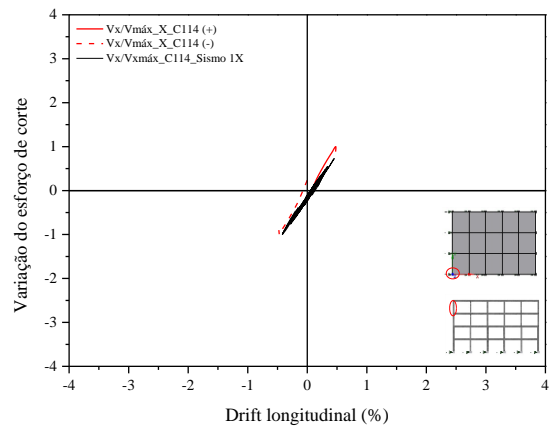
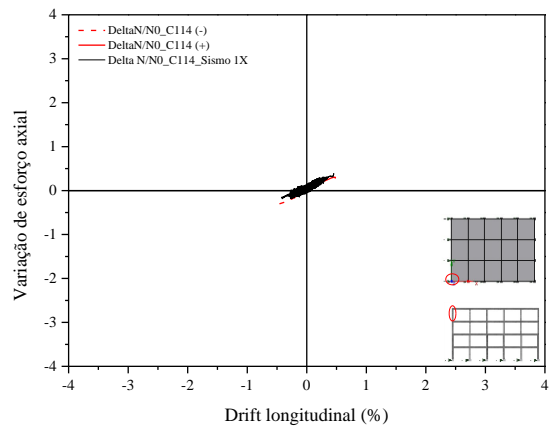
C.2. SISMO 1 - DIREÇÃO LONGITUDINAL

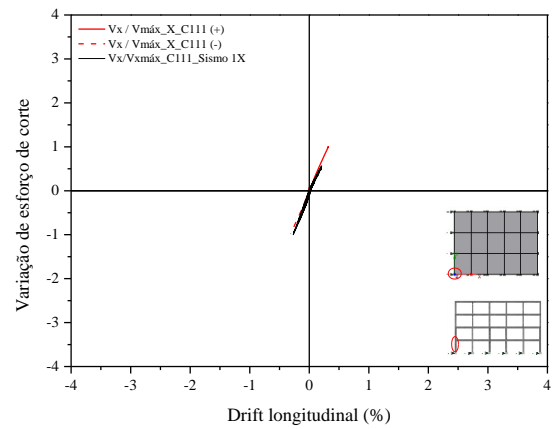
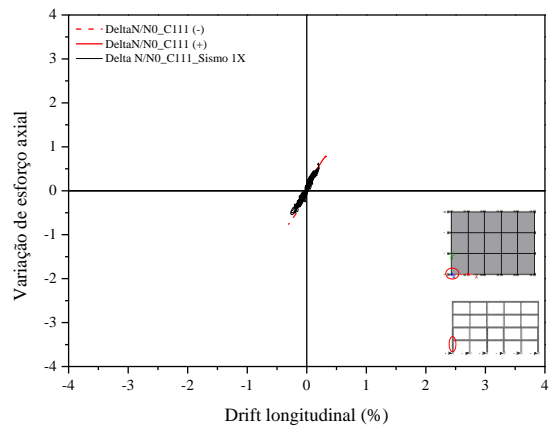
C 2.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



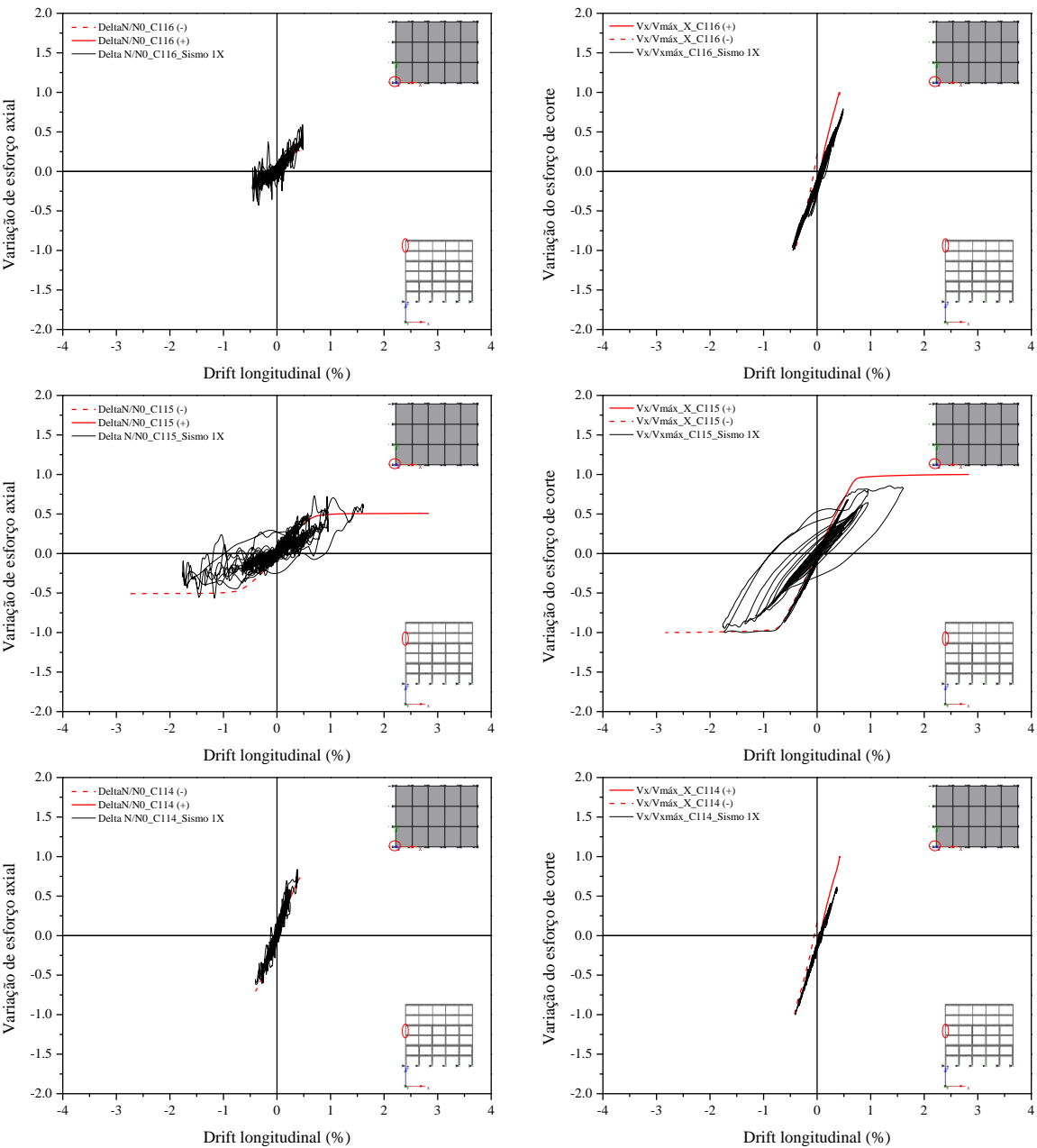


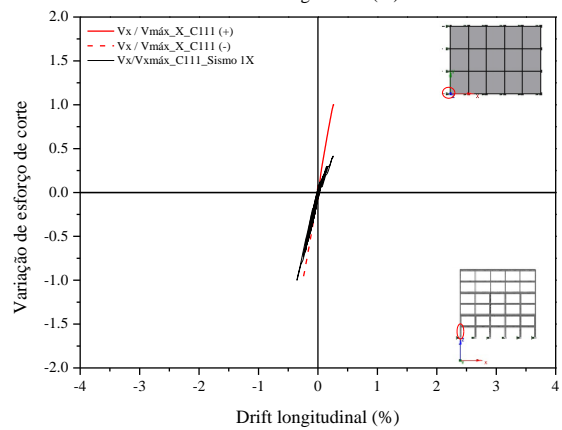
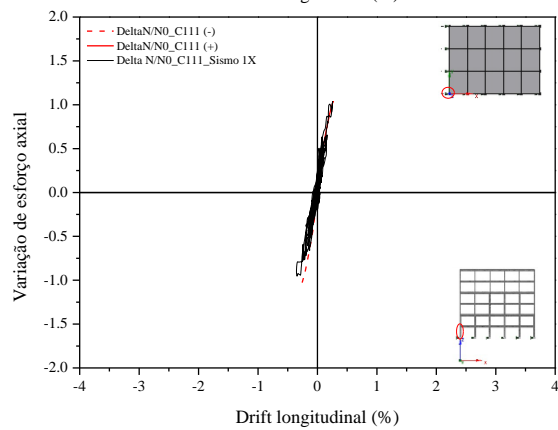
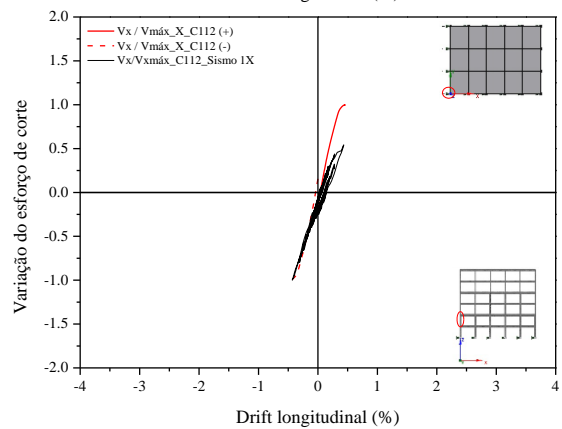
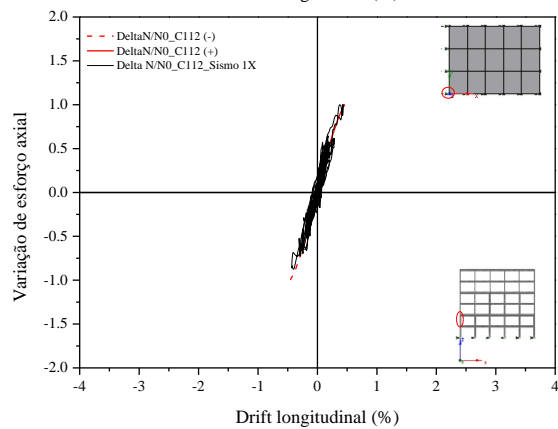
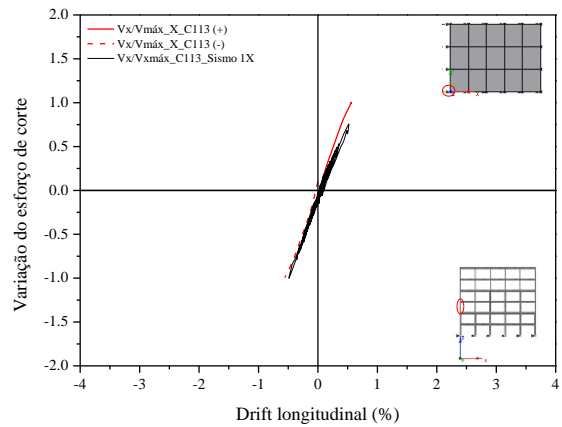
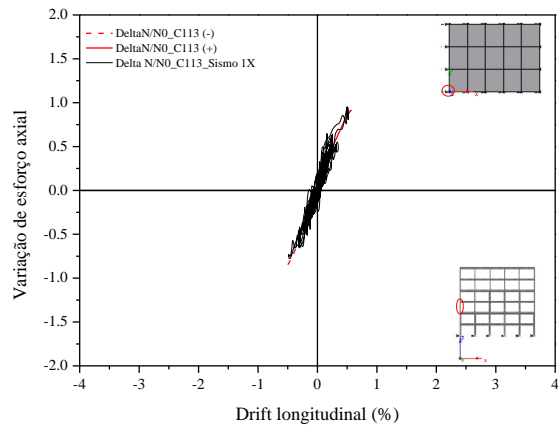
C.2.2. EDIFÍCIO PT4





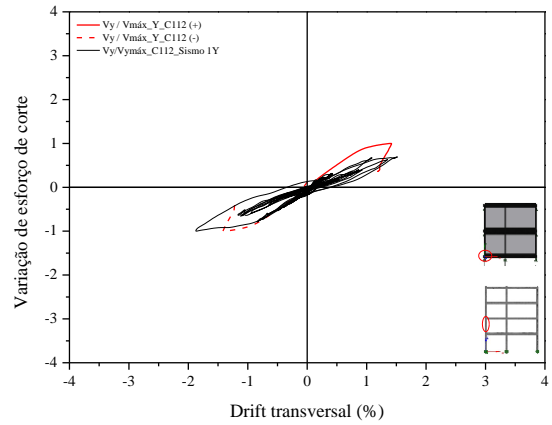
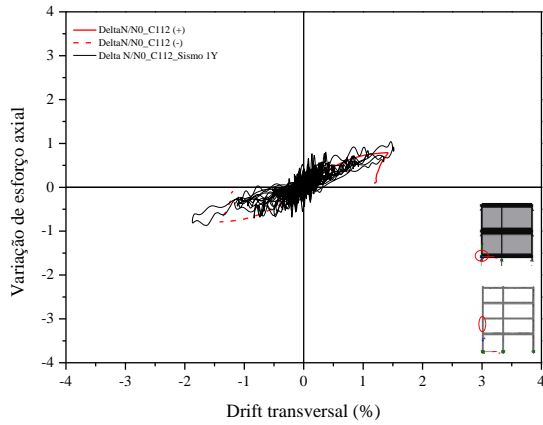
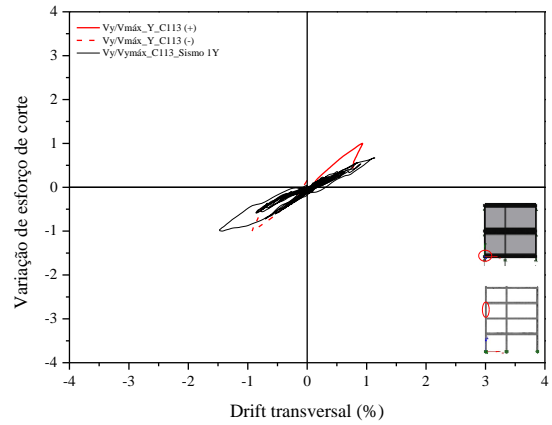
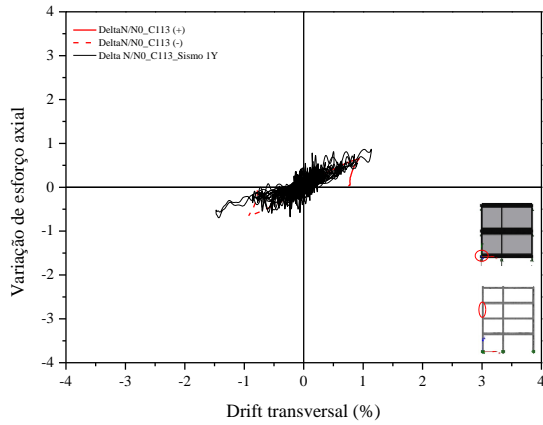
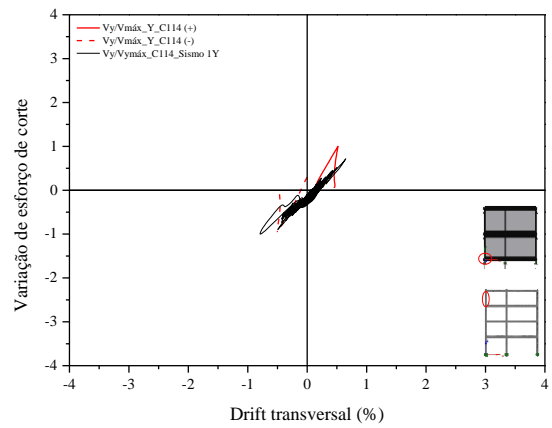
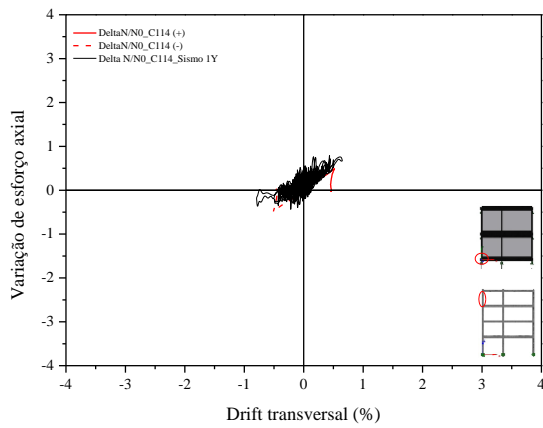
C.2.3. EDIFÍCIO PT6

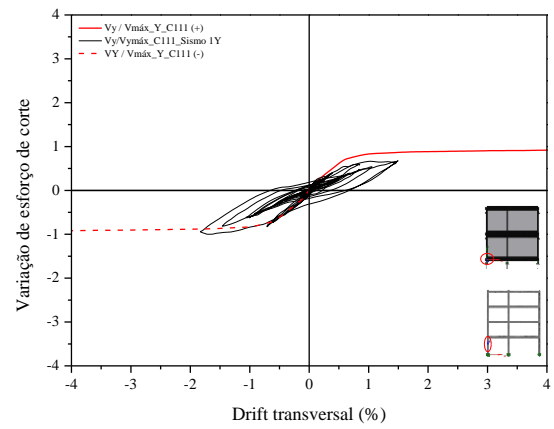
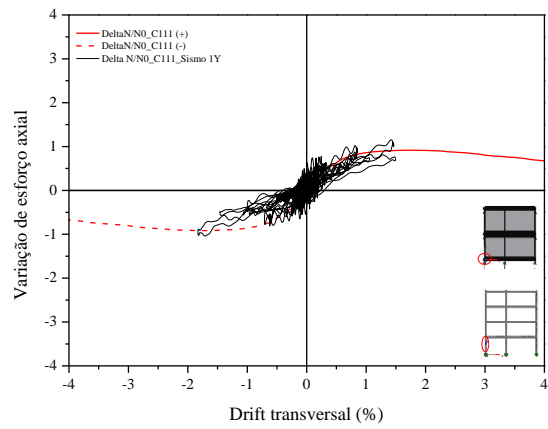




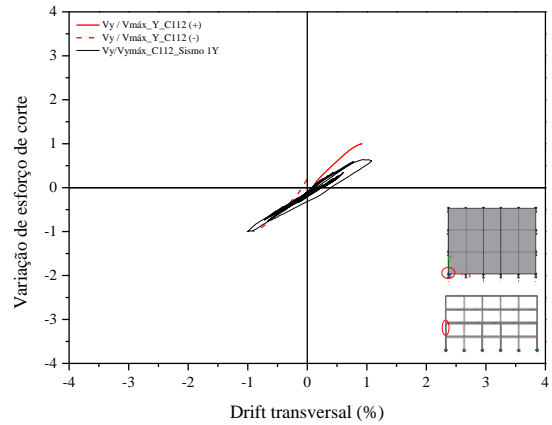
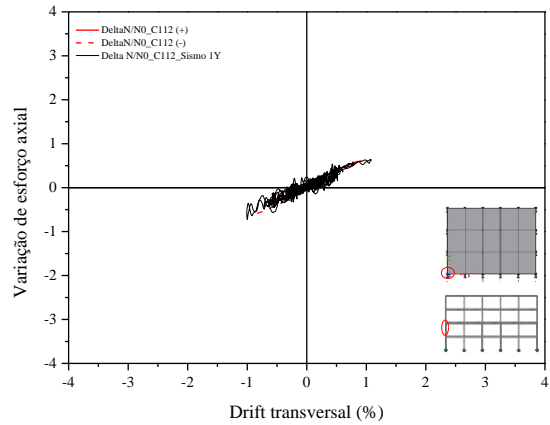
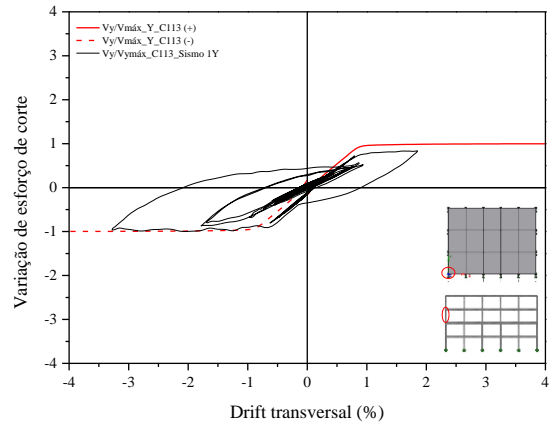
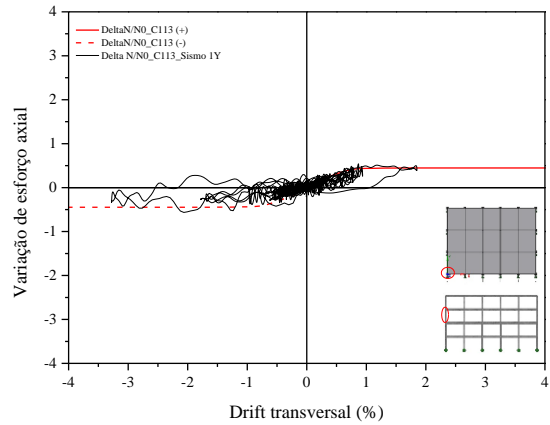
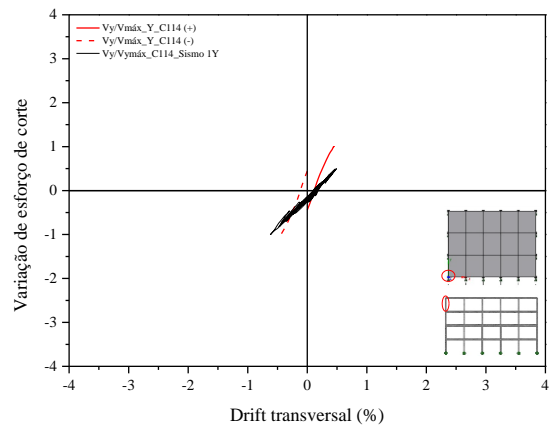
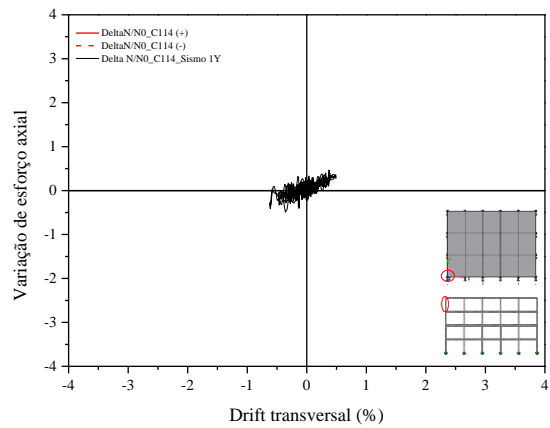
C.3. SISMO 1 - DIREÇÃO TRANSVERSAL

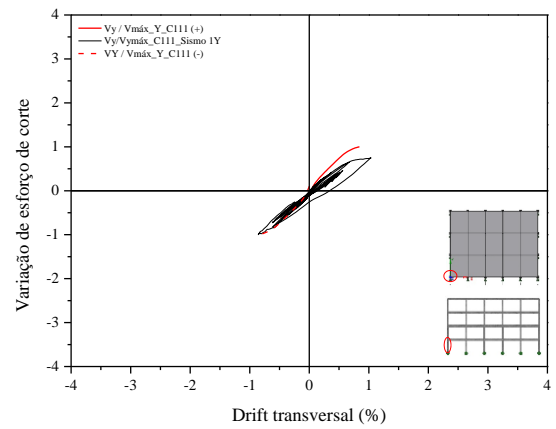
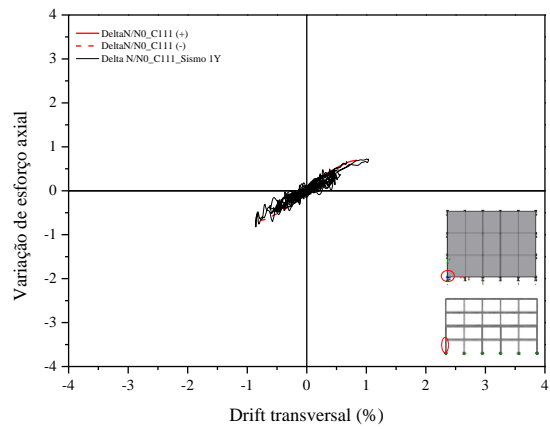
C.3.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



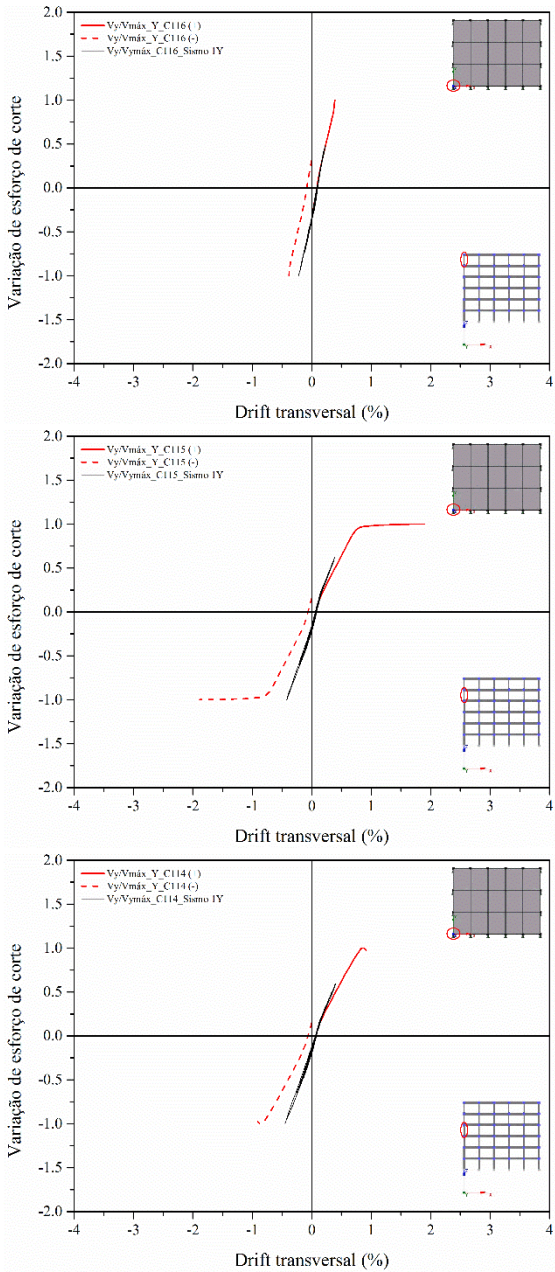
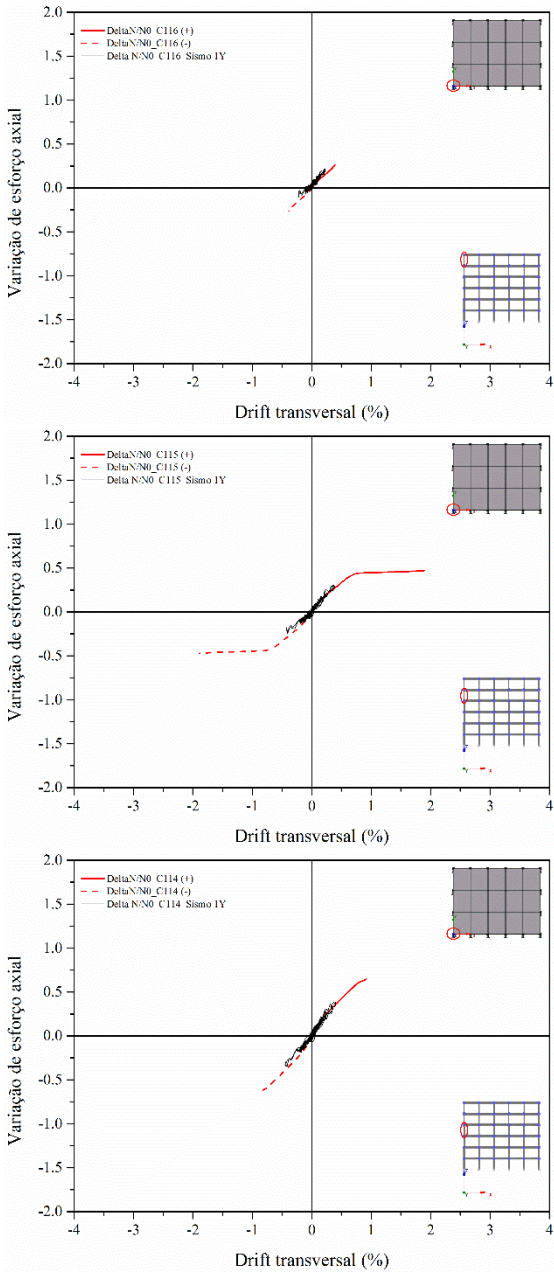


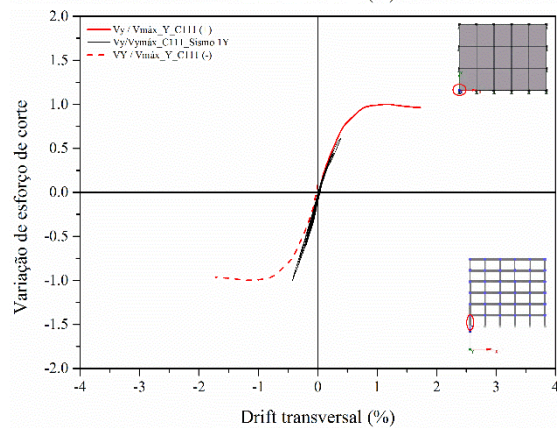
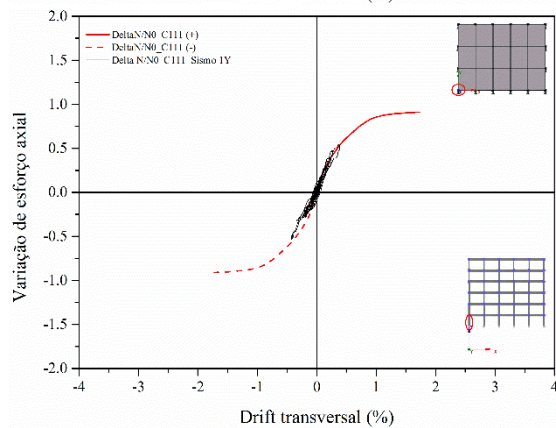
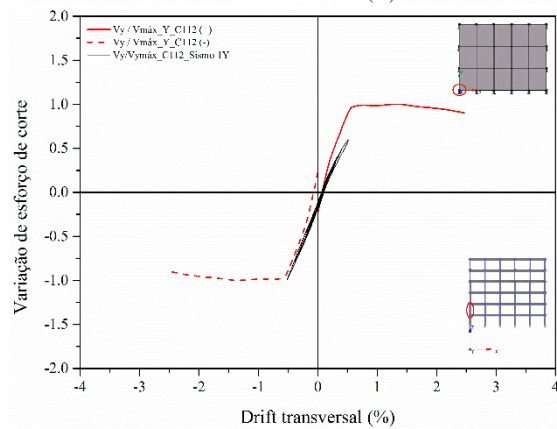
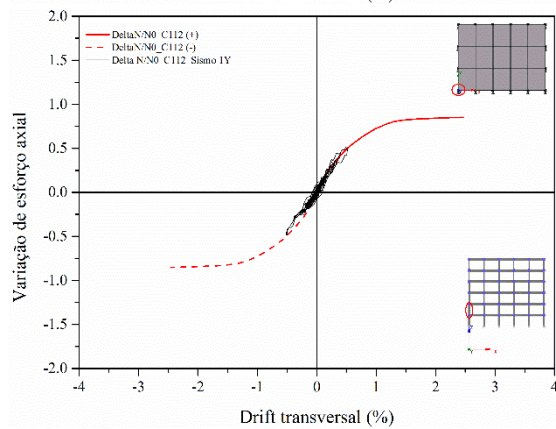
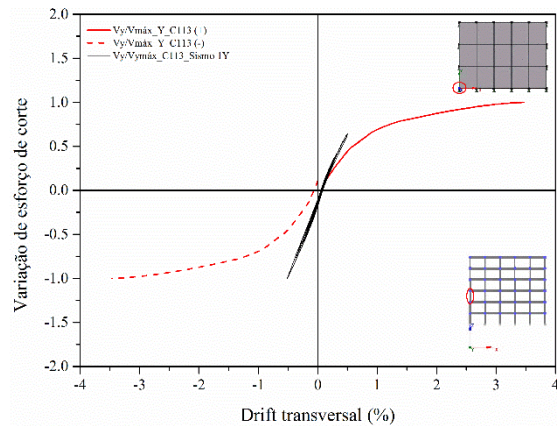
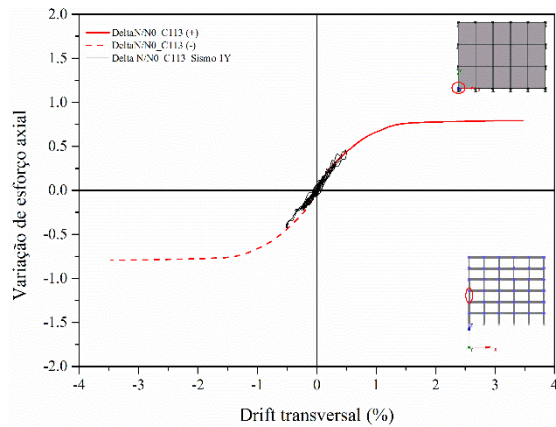
C 3.2. EDIFÍCIO PT4





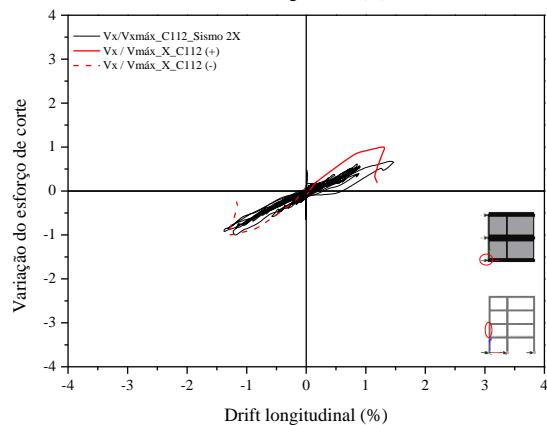
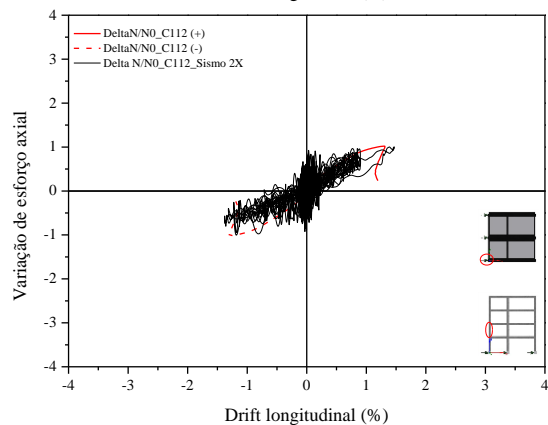
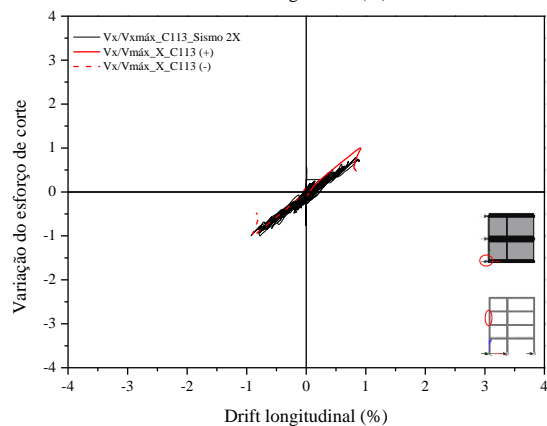
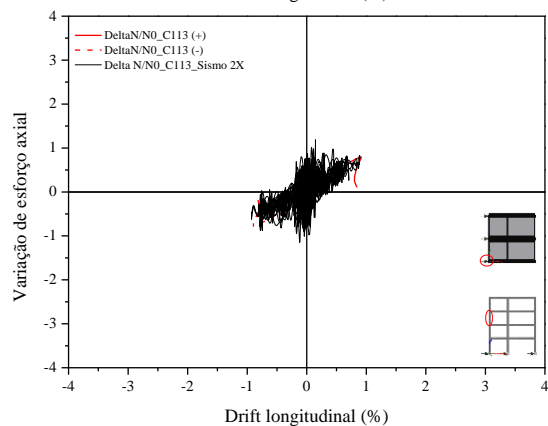
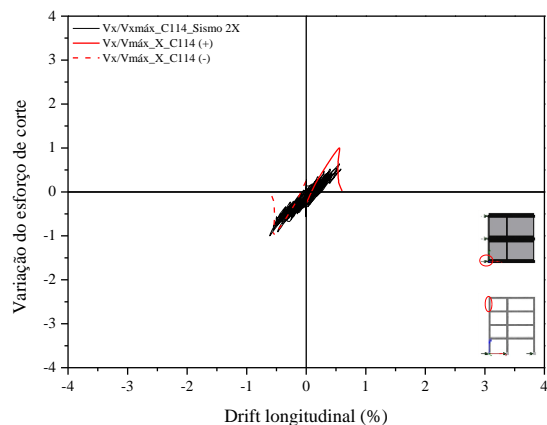
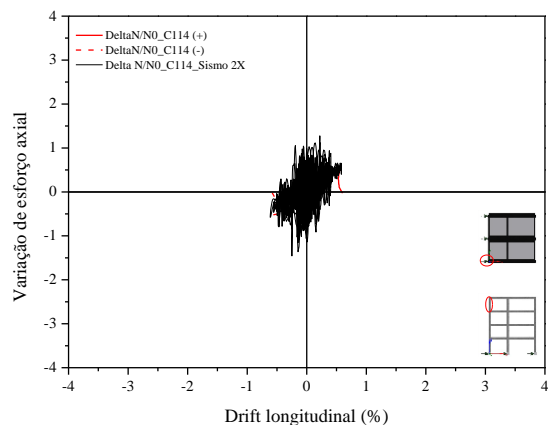
C 3.3. EDIFÍCIO PT6

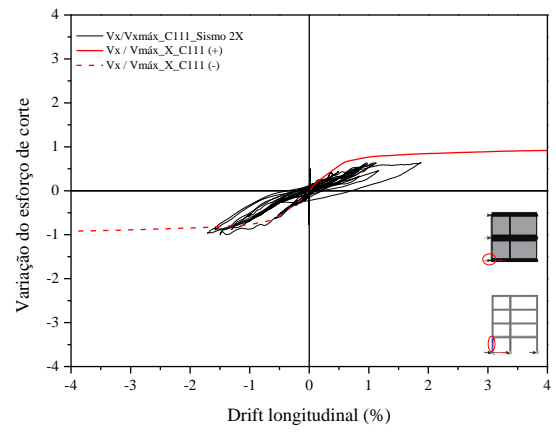
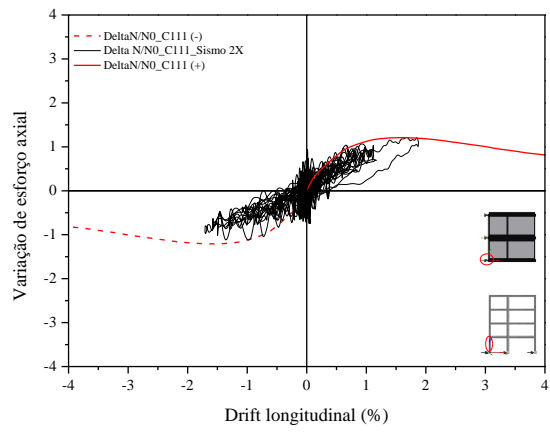




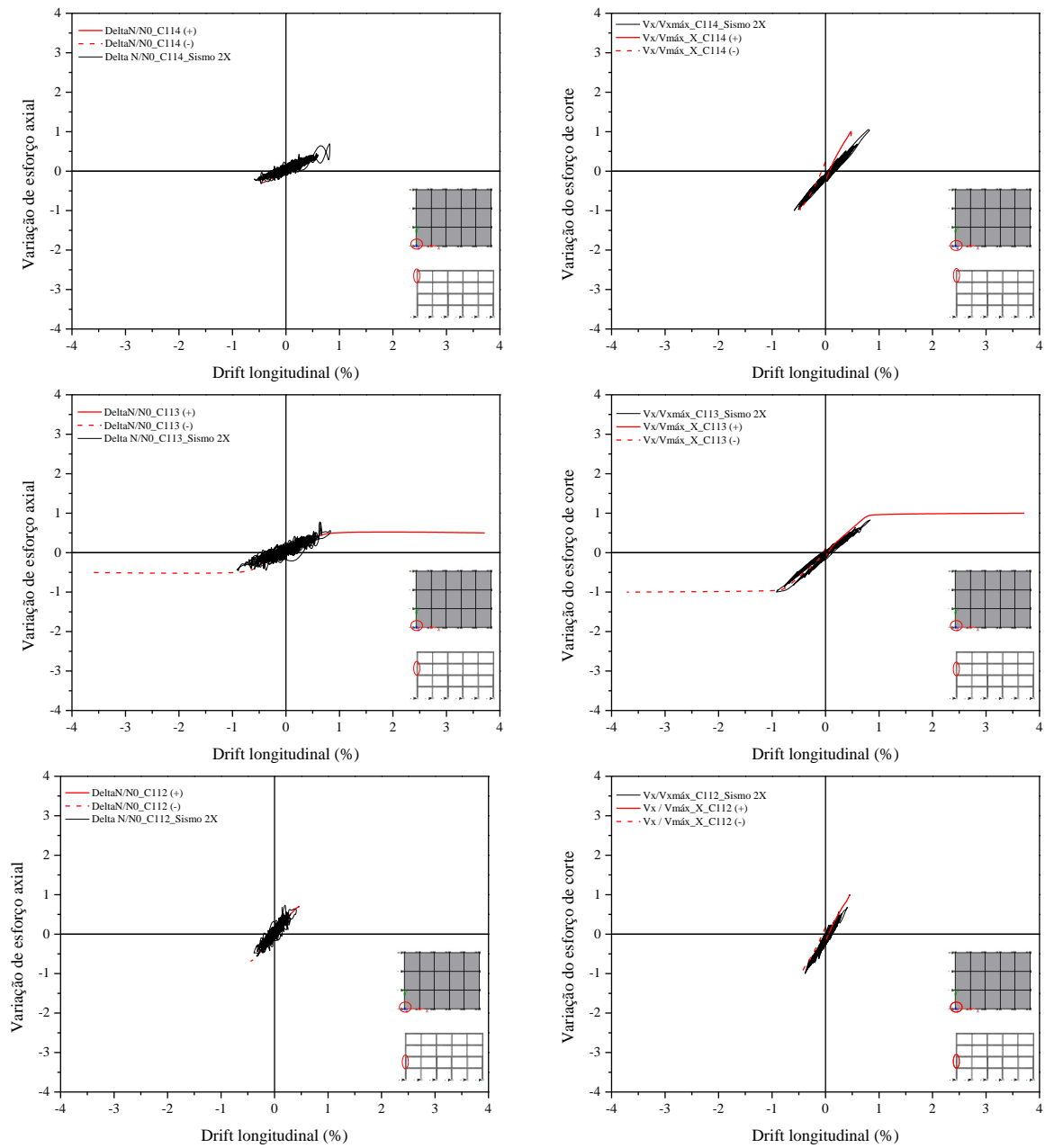
C 4. SISMO 2 - DIREÇÃO LONGITUDINAL

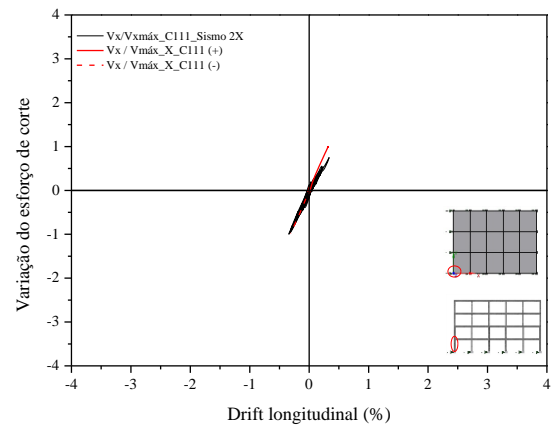
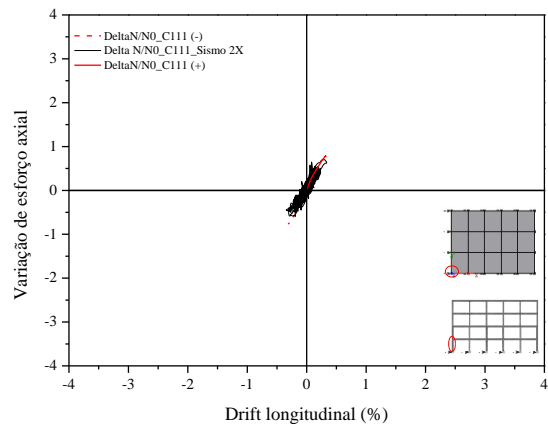
C 4.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



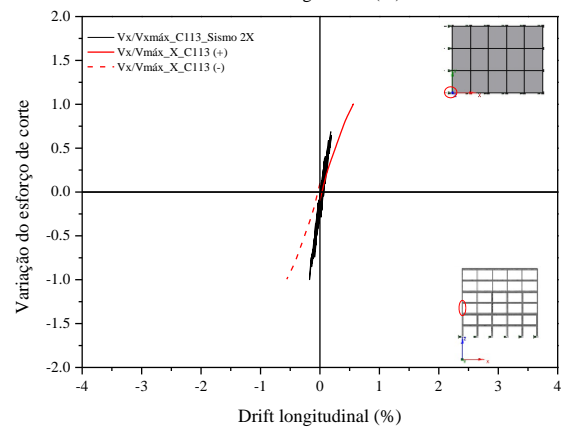
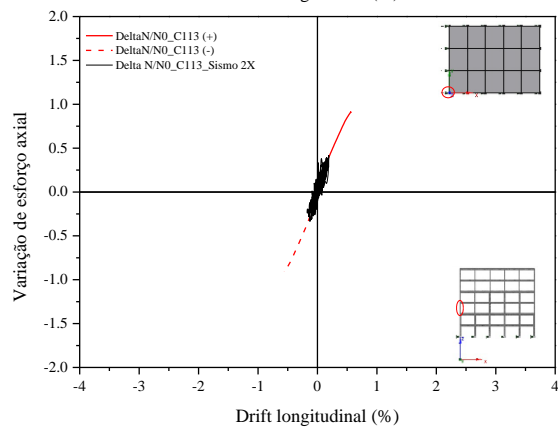
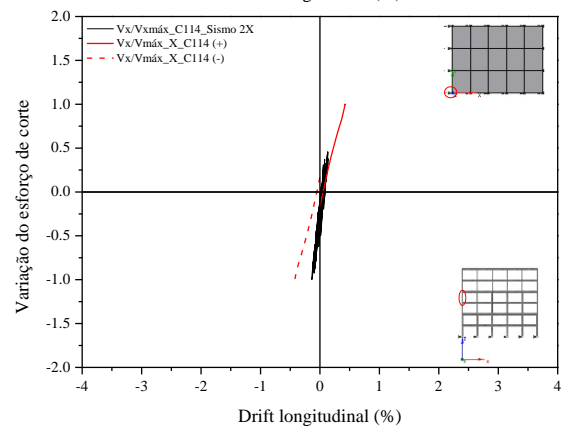
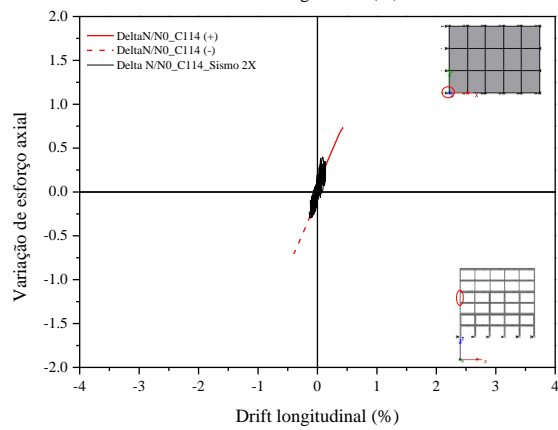
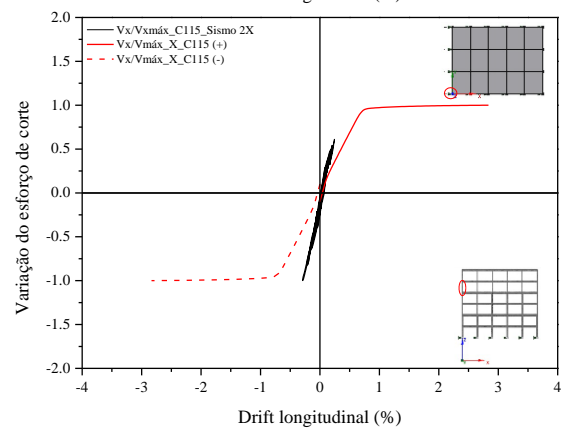
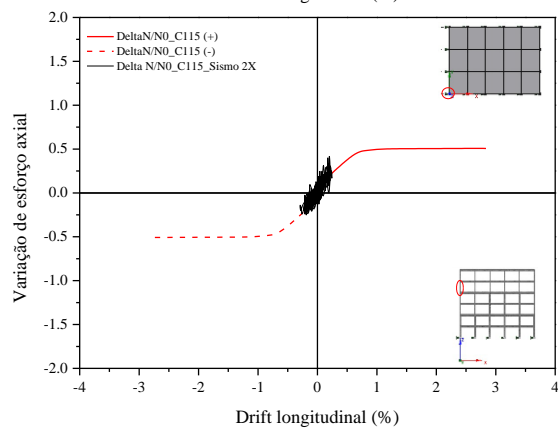
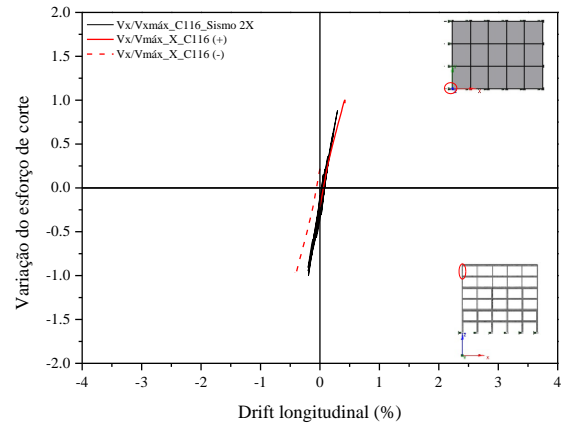
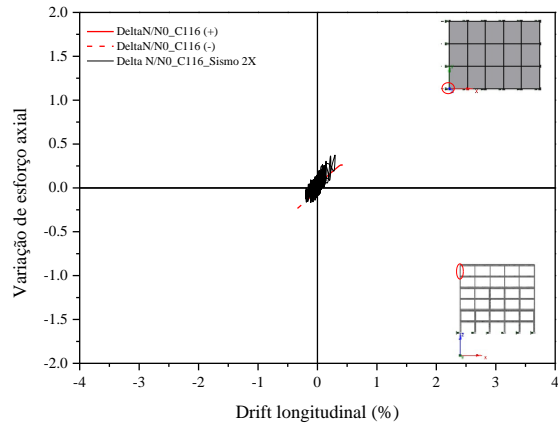


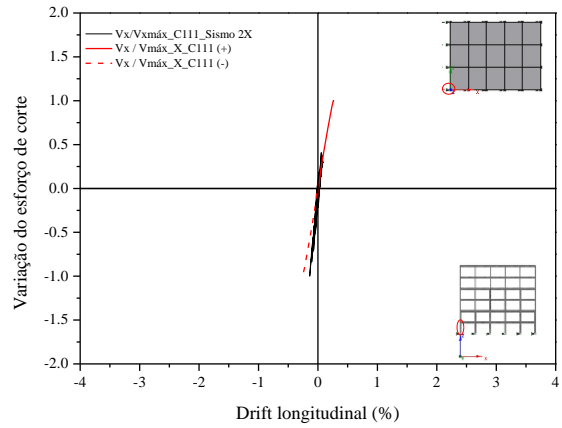
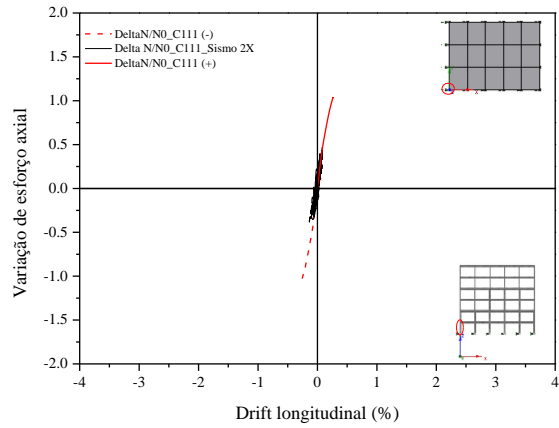
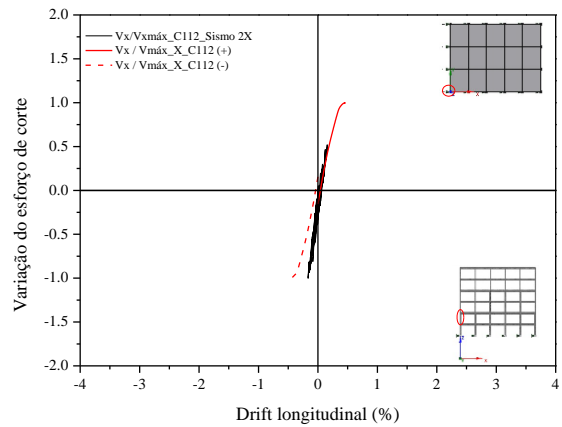
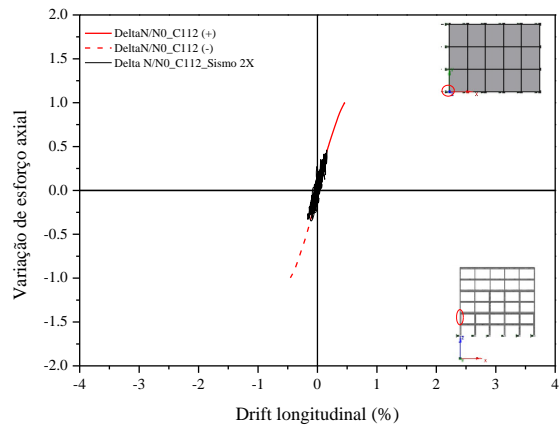
C 4.2. EDIFÍCIO PT4





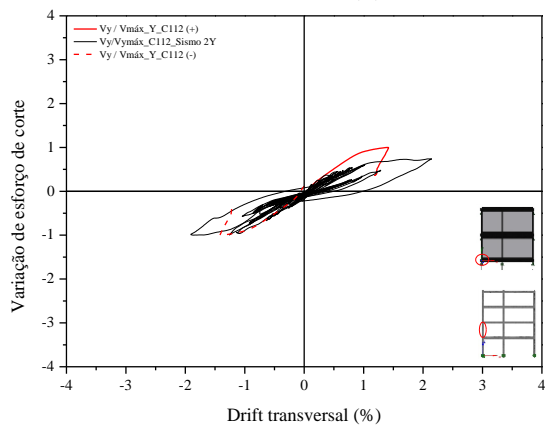
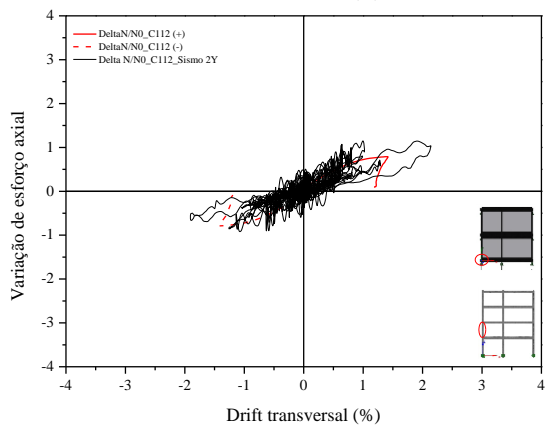
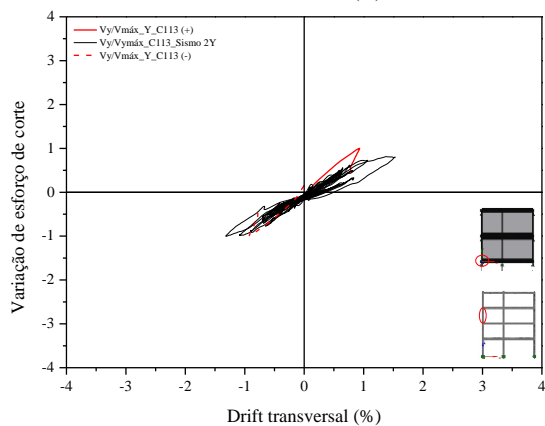
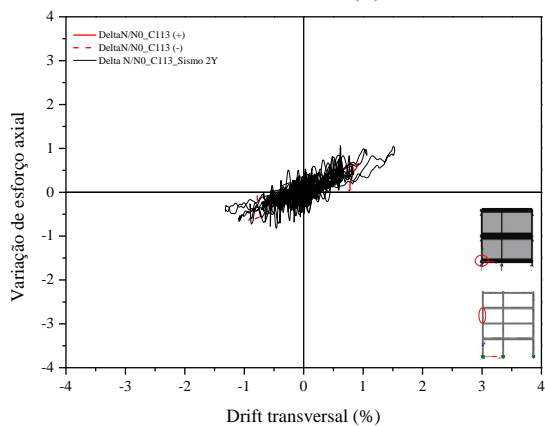
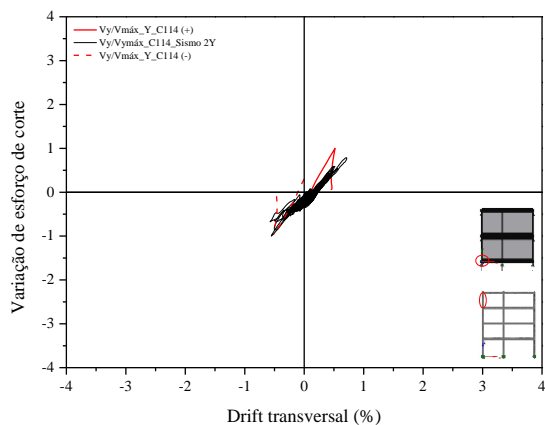
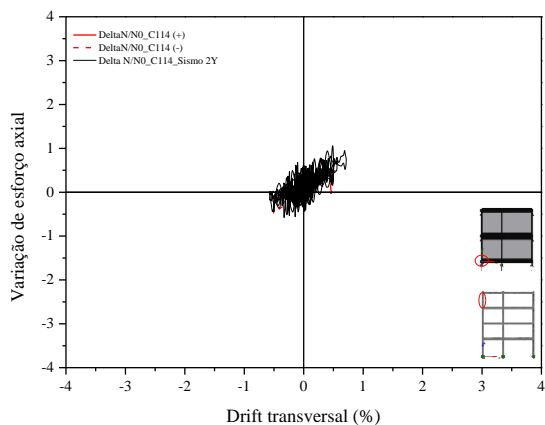
C 4.3. EDIFÍCIO PT6

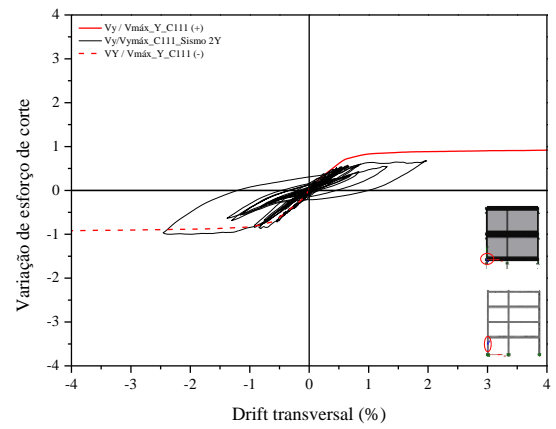
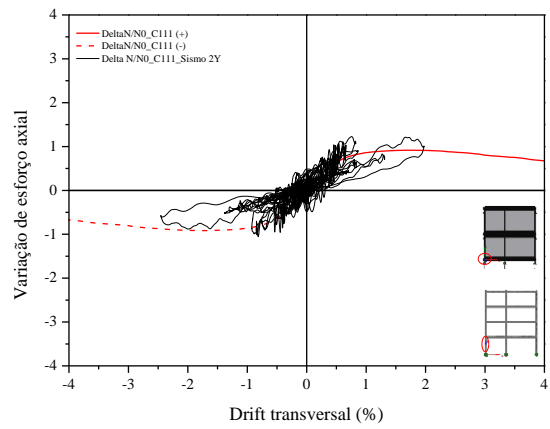




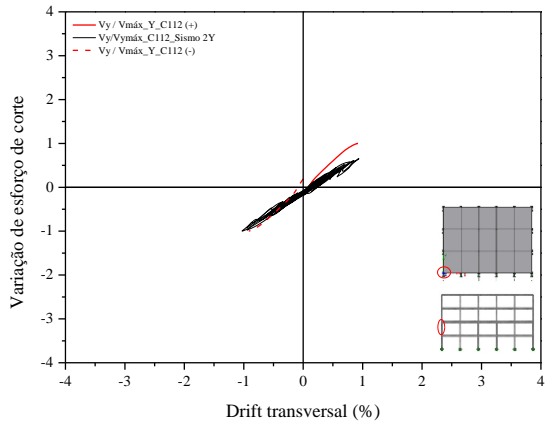
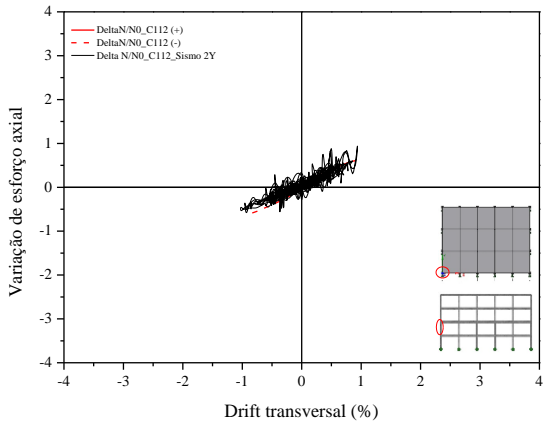
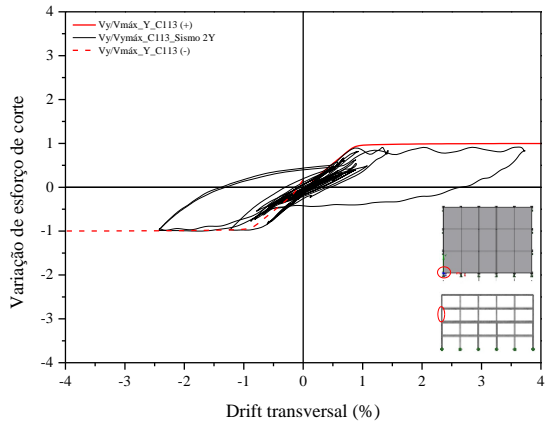
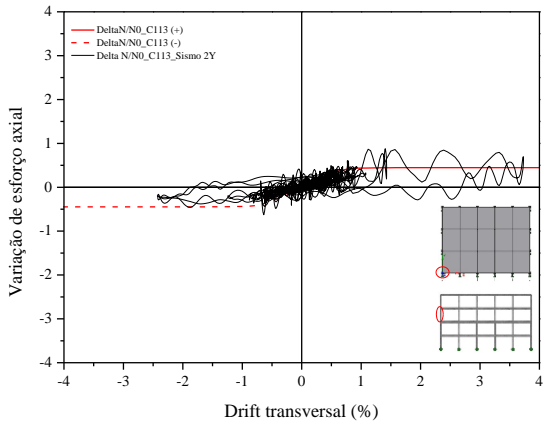
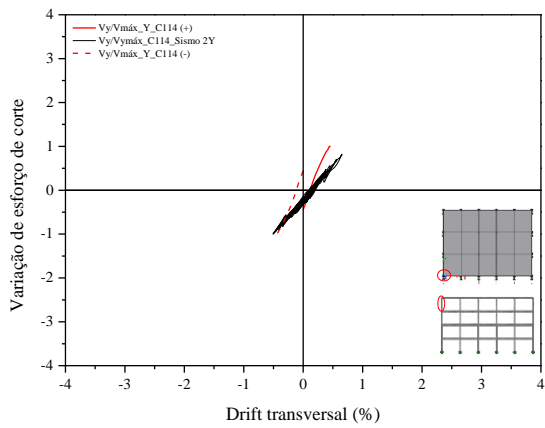
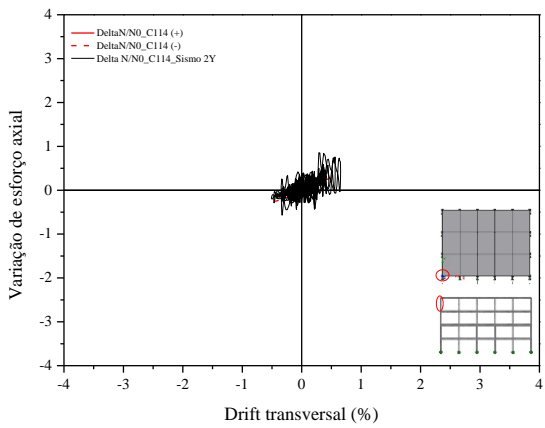
C 5. SISMO 2 – DIREÇÃO TRANSVERSAL

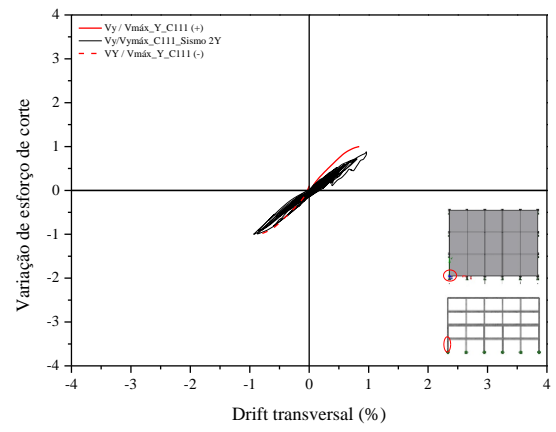
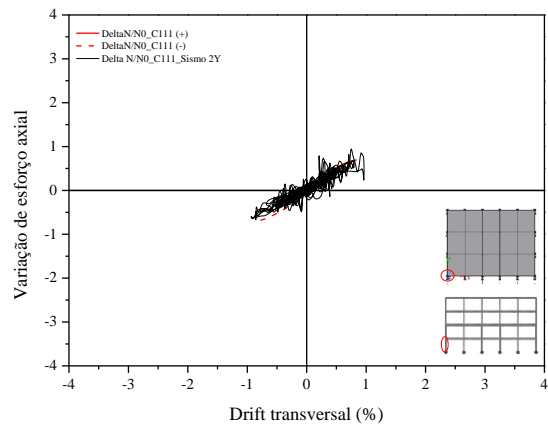
C 5.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



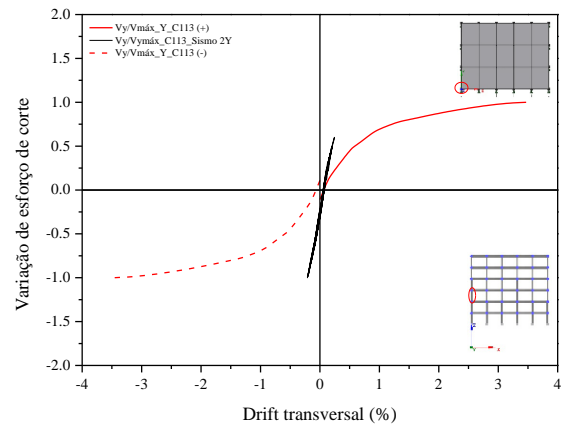
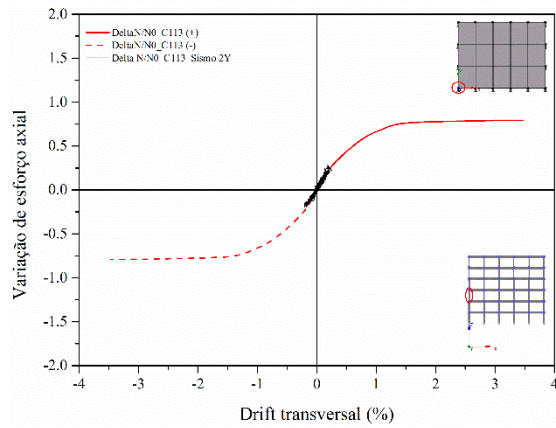
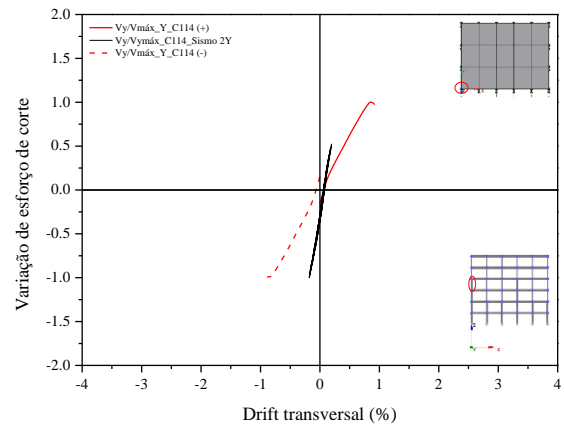
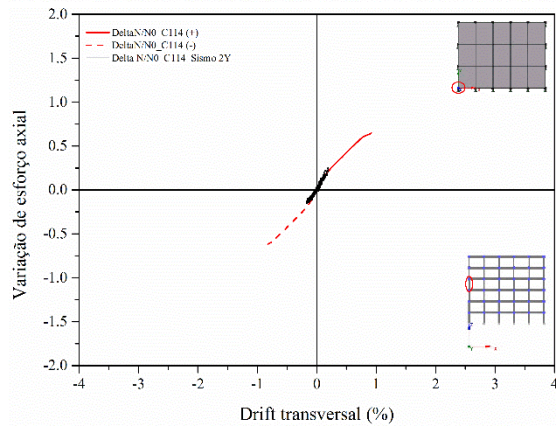
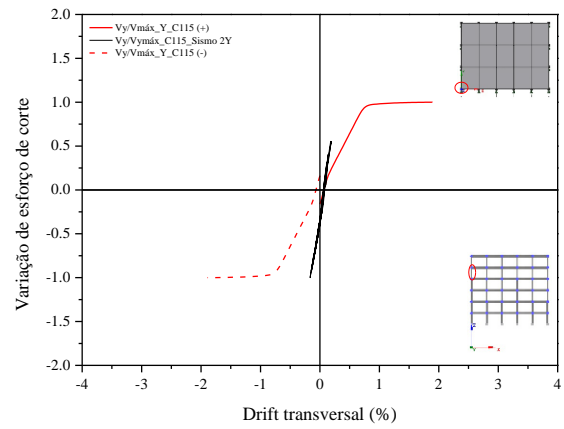
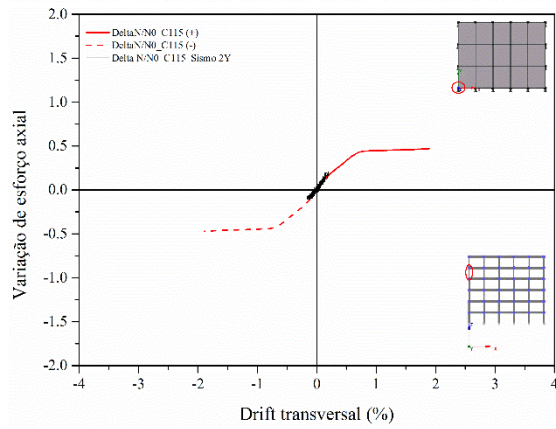
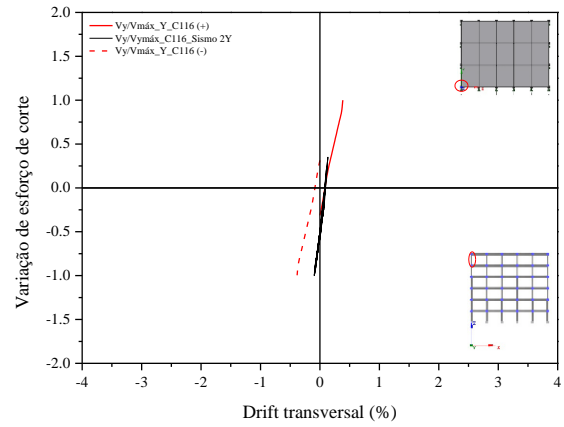
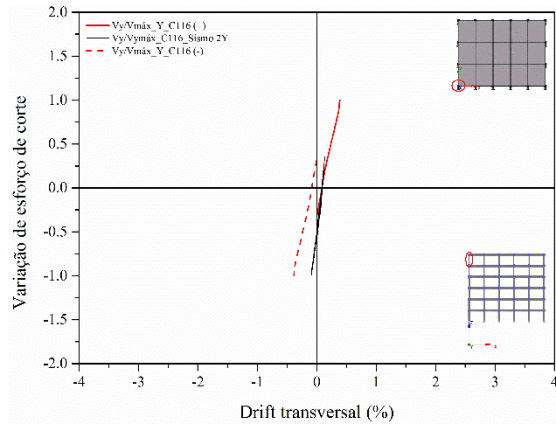


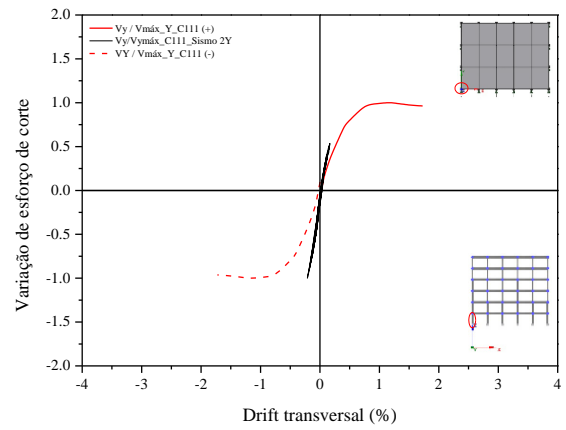
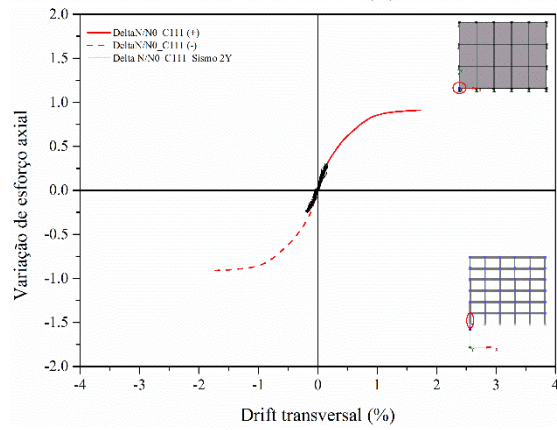
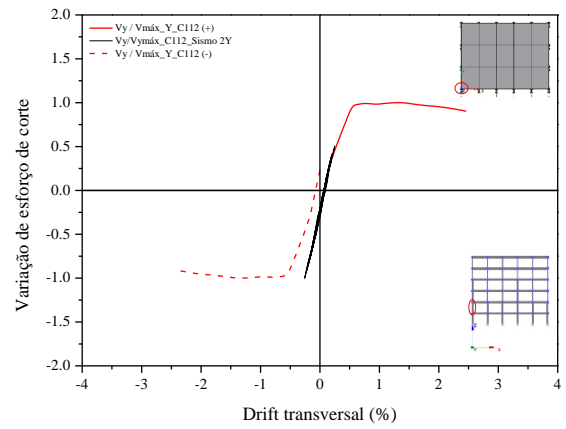
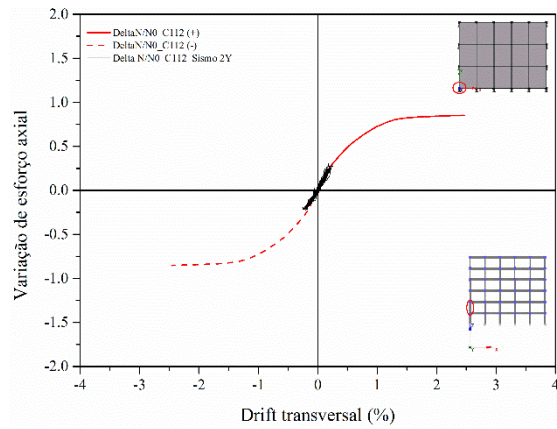
C 5.2. EDIFÍCIO PT4





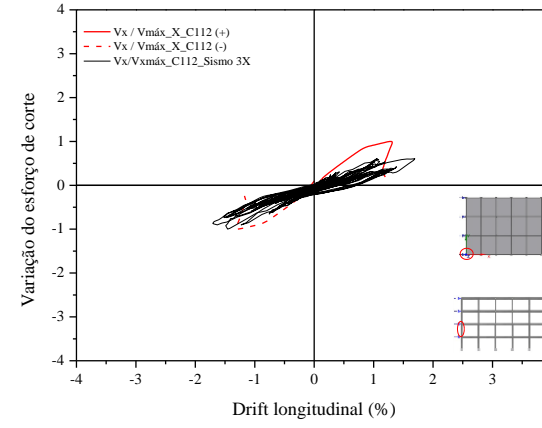
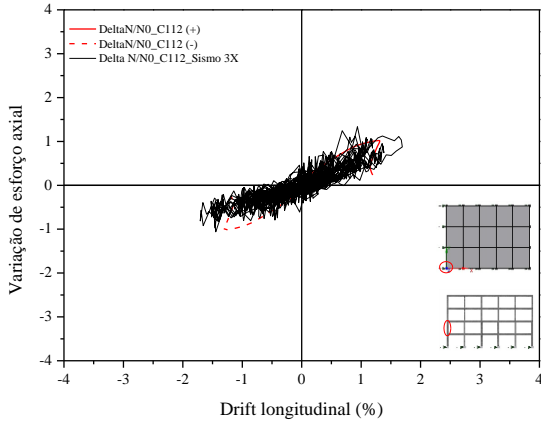
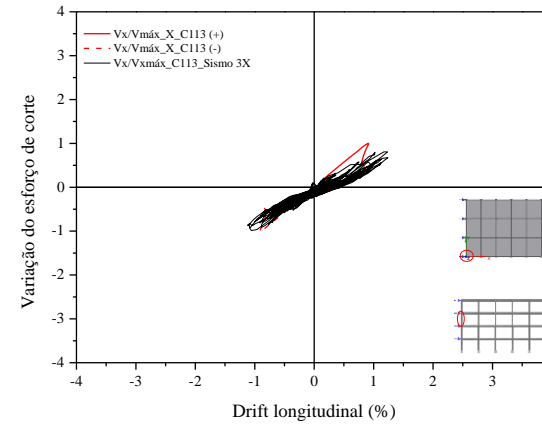
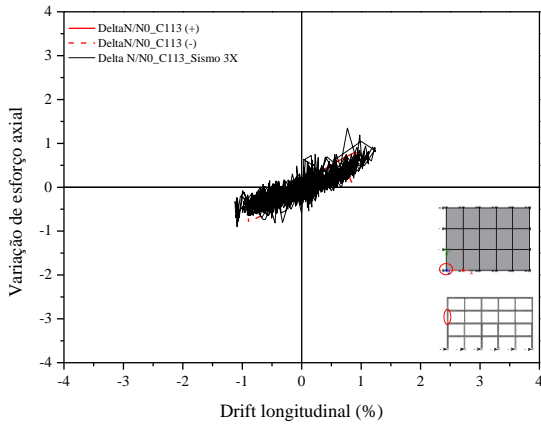
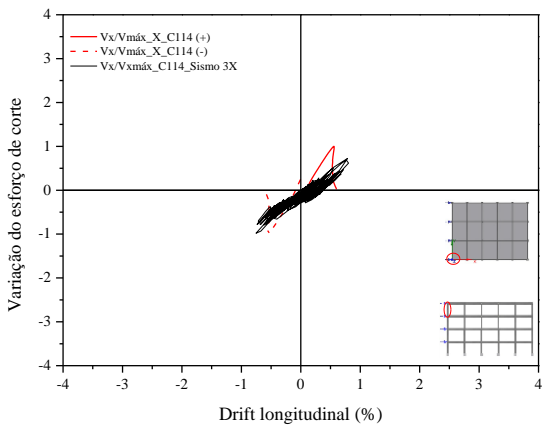
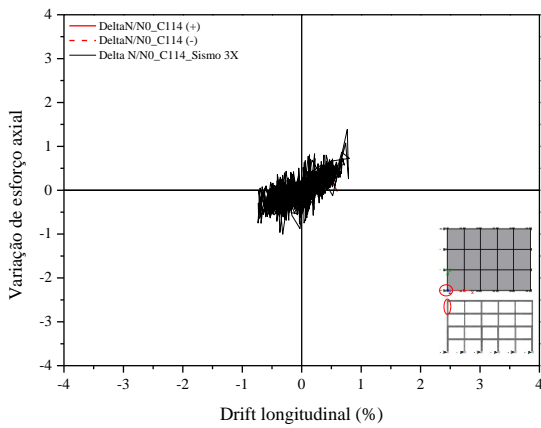
C 5.3. EDIFÍCIO PT6

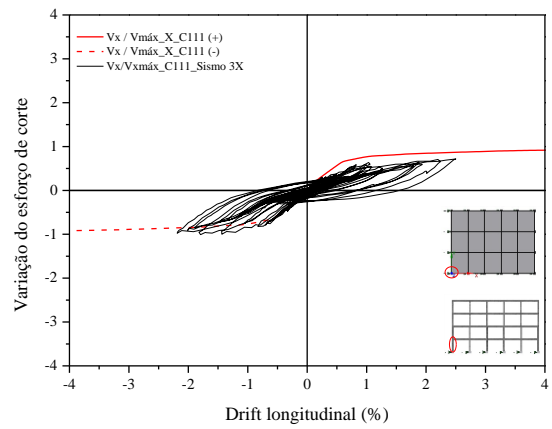
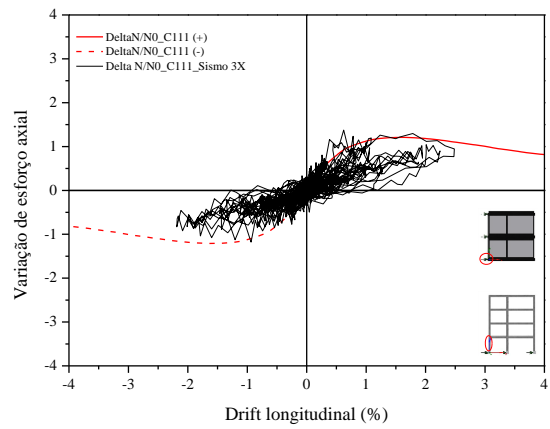




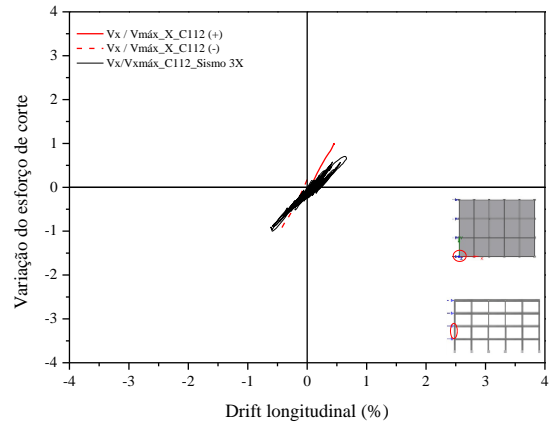
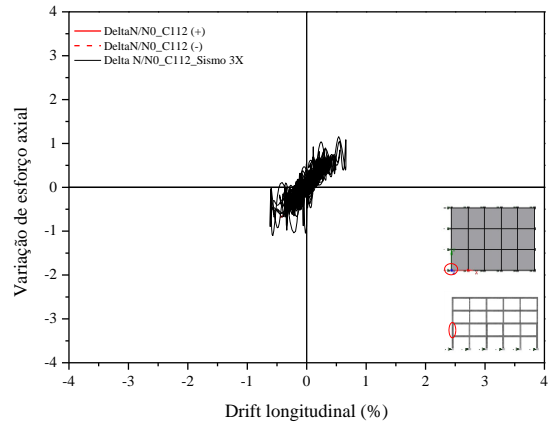
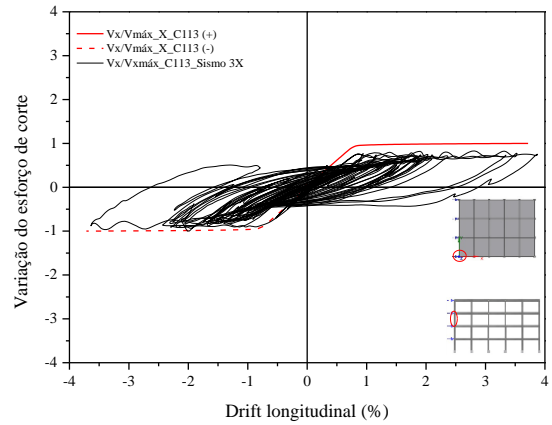
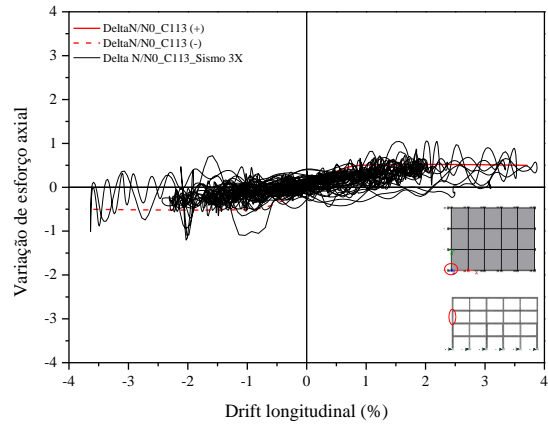
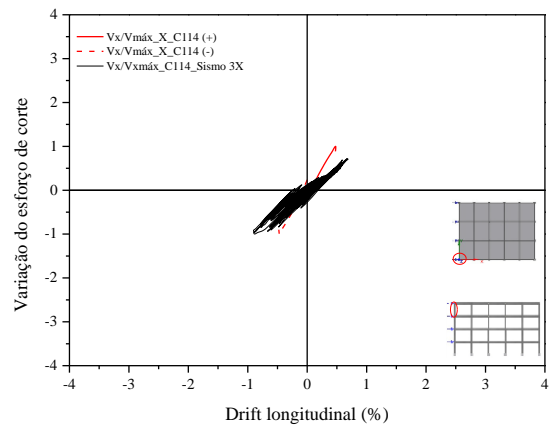
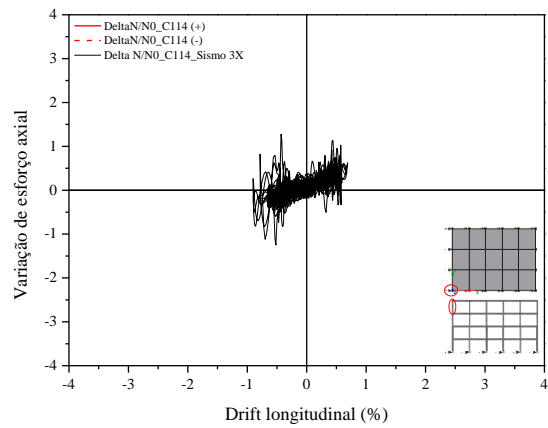
C 6. SISMO 3 - DIREÇÃO LONGITUDINAL

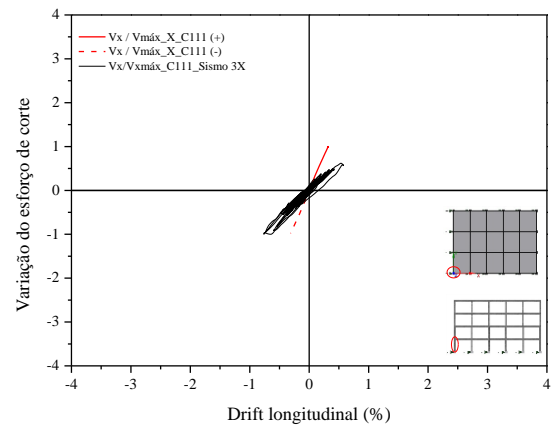
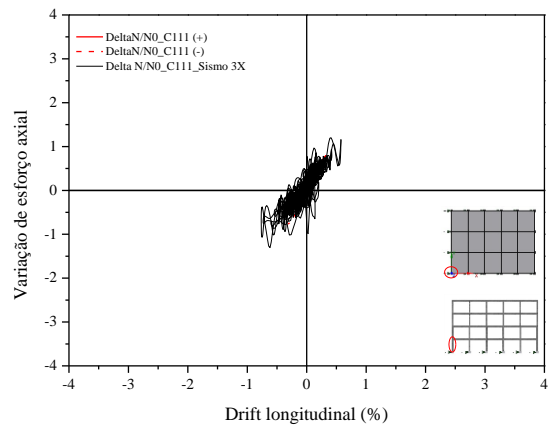
C 6.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



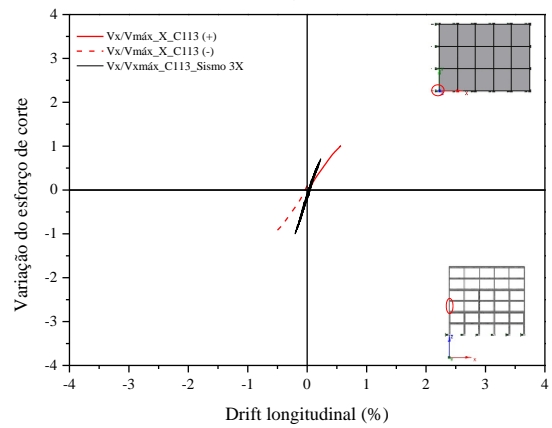
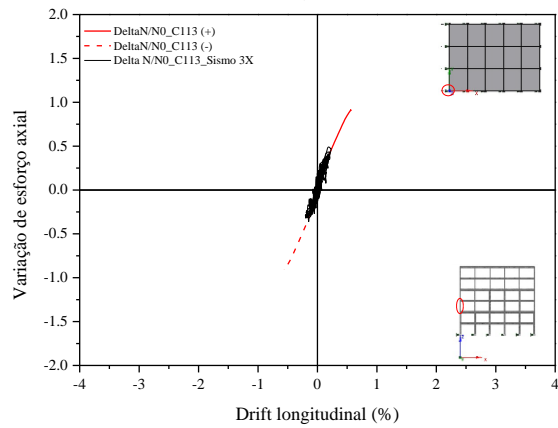
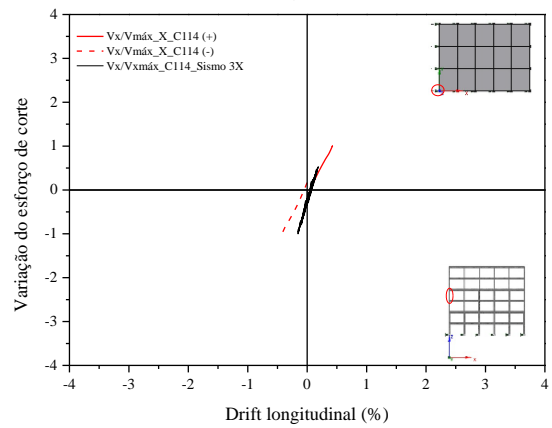
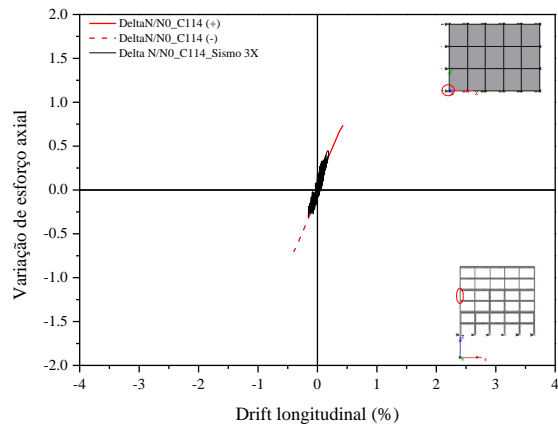
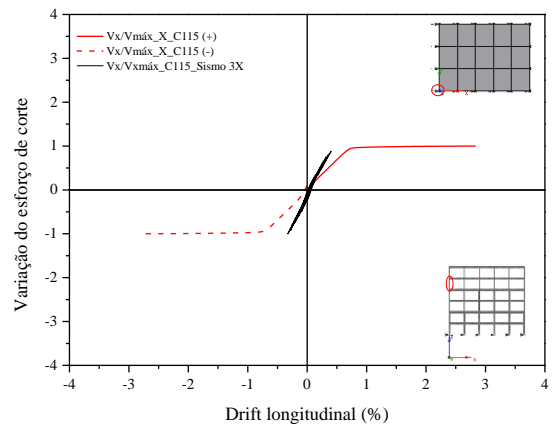
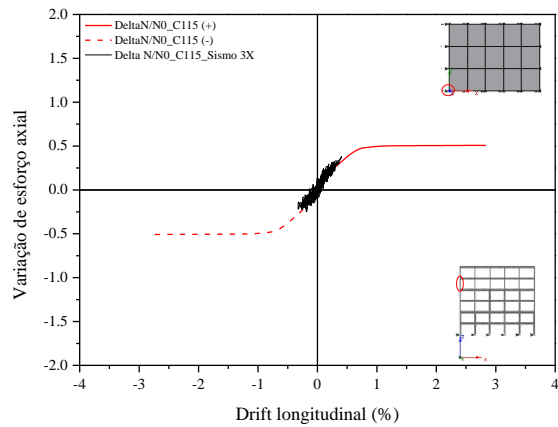
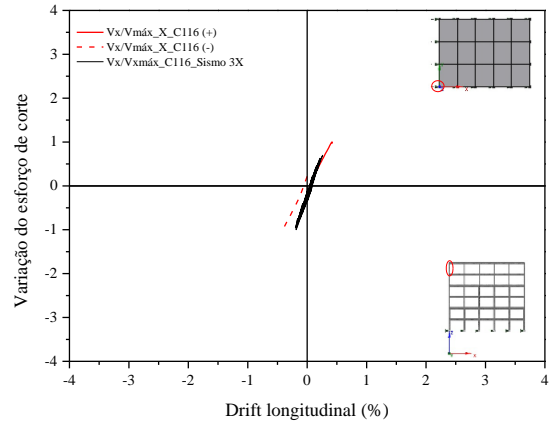
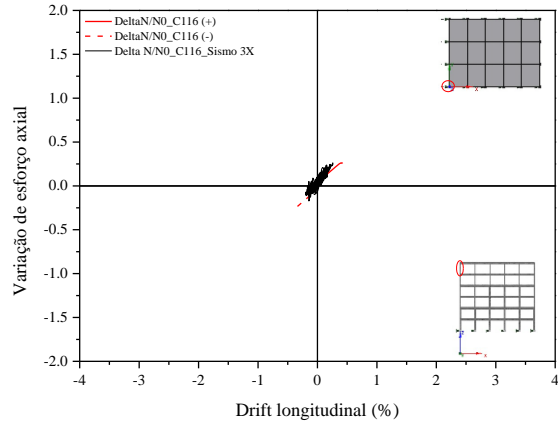


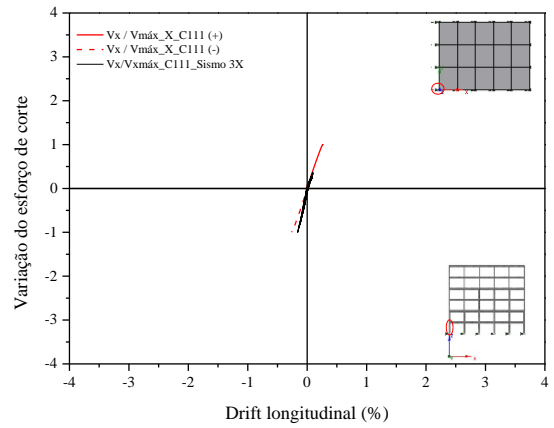
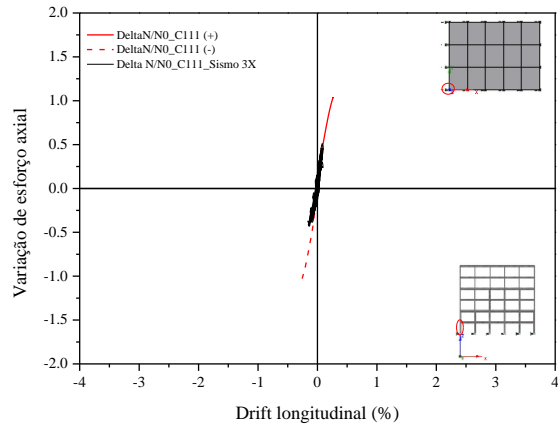
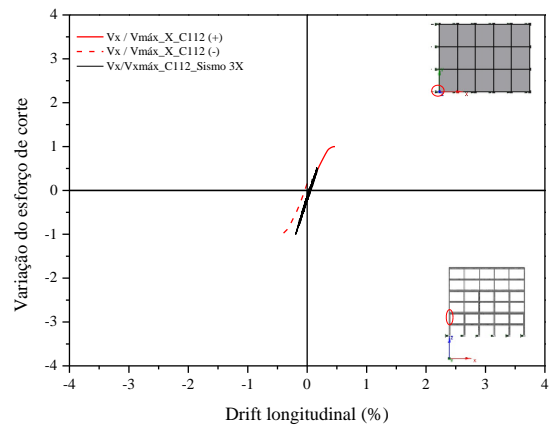
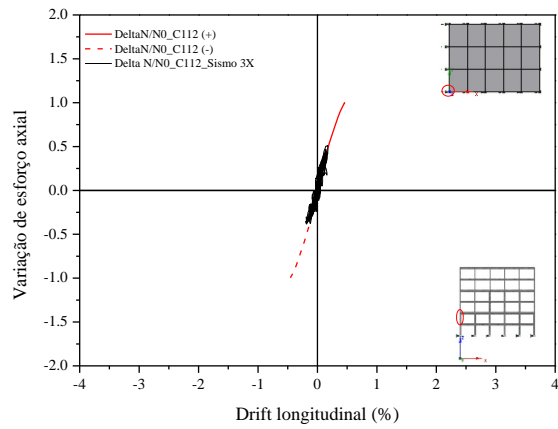
C 6.2. EDIFÍCIO PT4





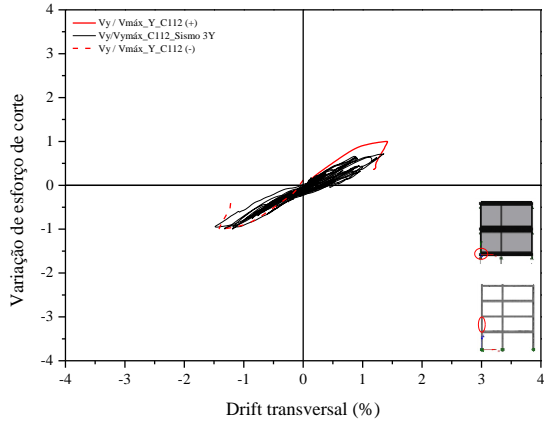
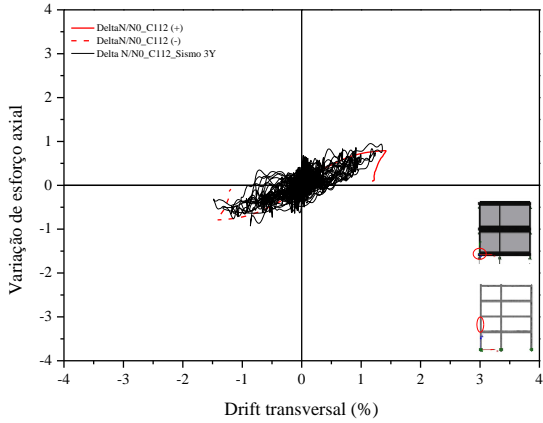
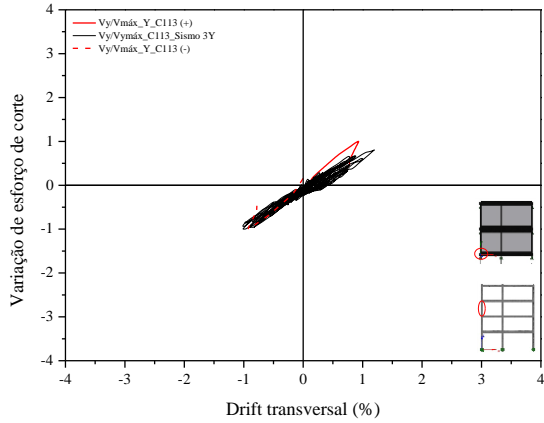
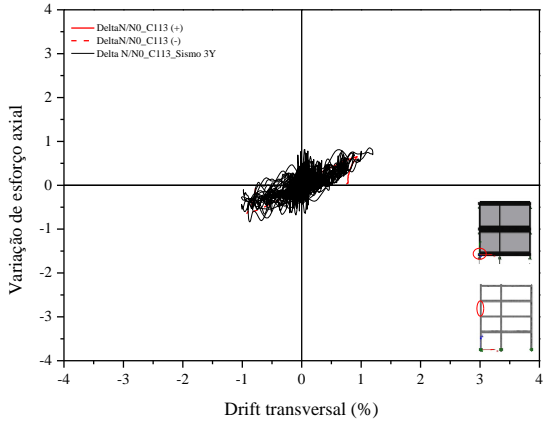
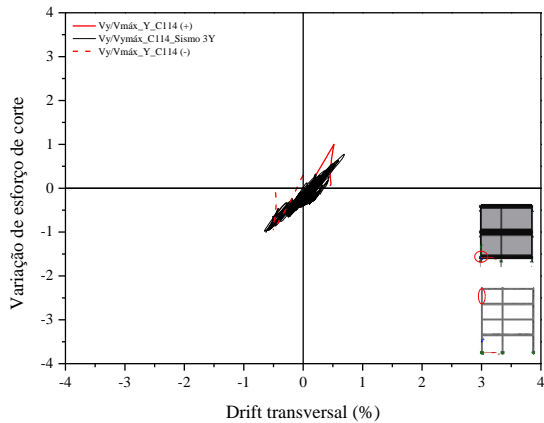
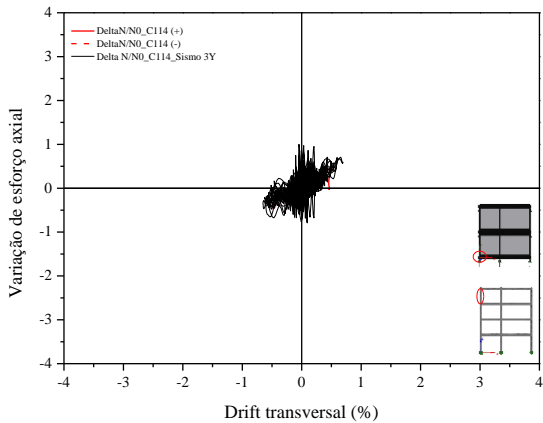
C 6.3. EDIFÍCIO PT6

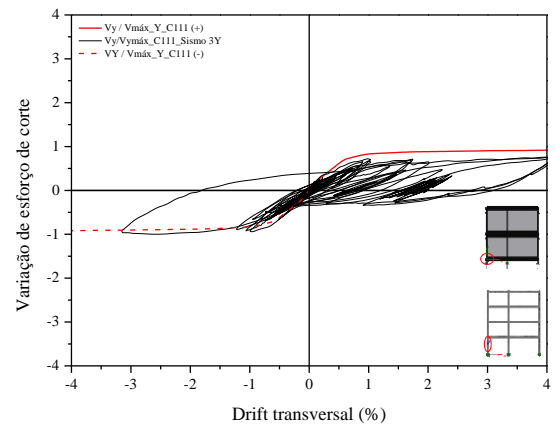
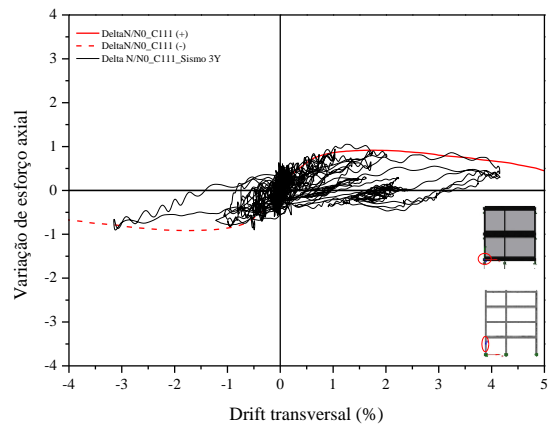




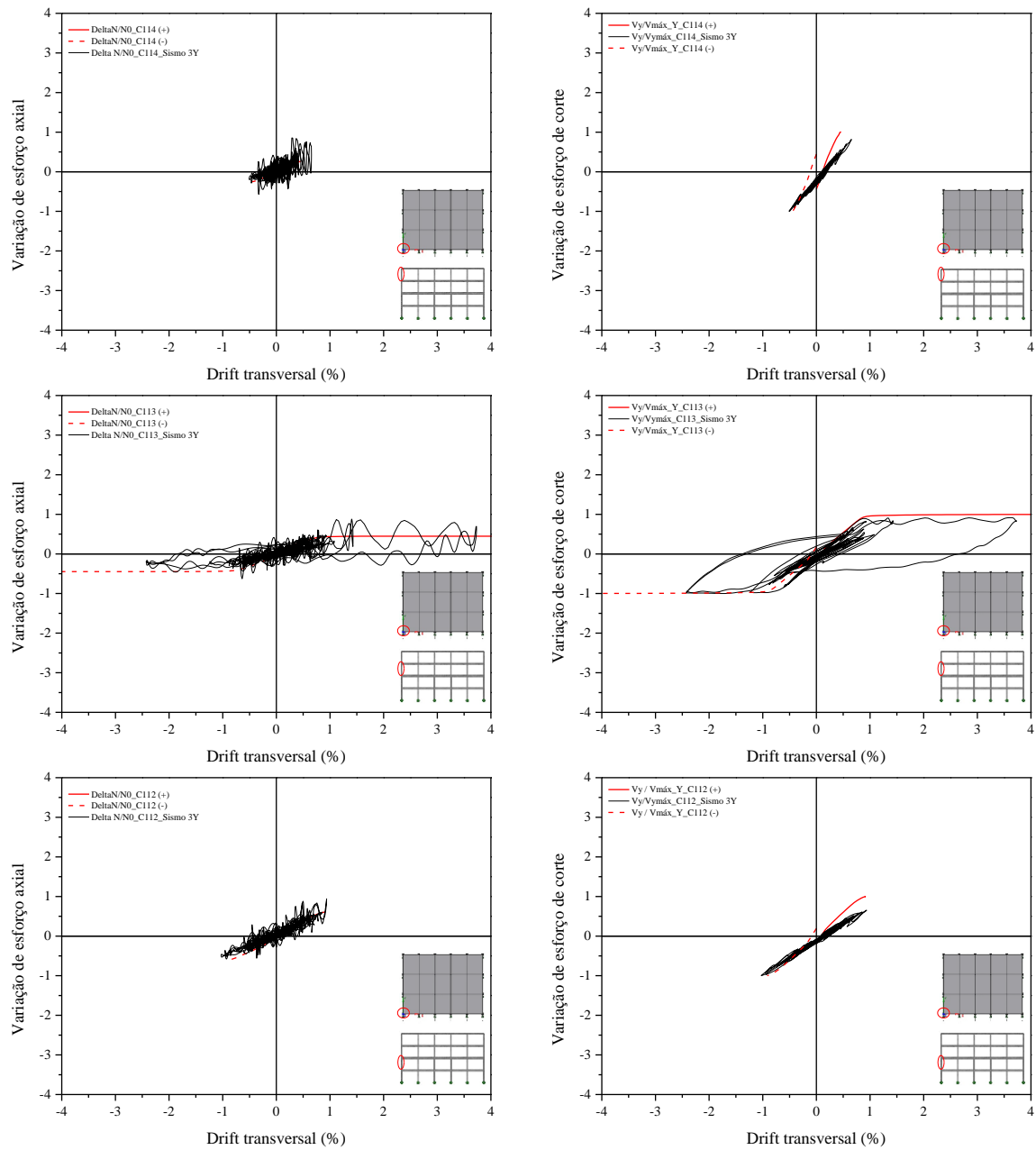
C 7. SISMO 3 - DIREÇÃO TRANSVERSAL

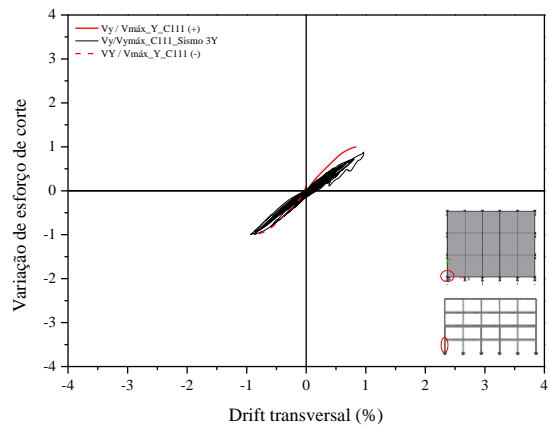
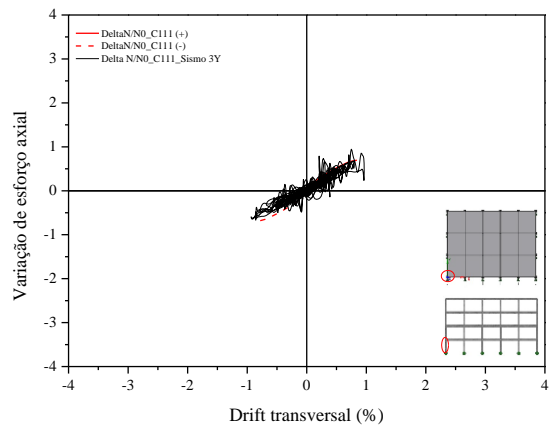
C 7.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



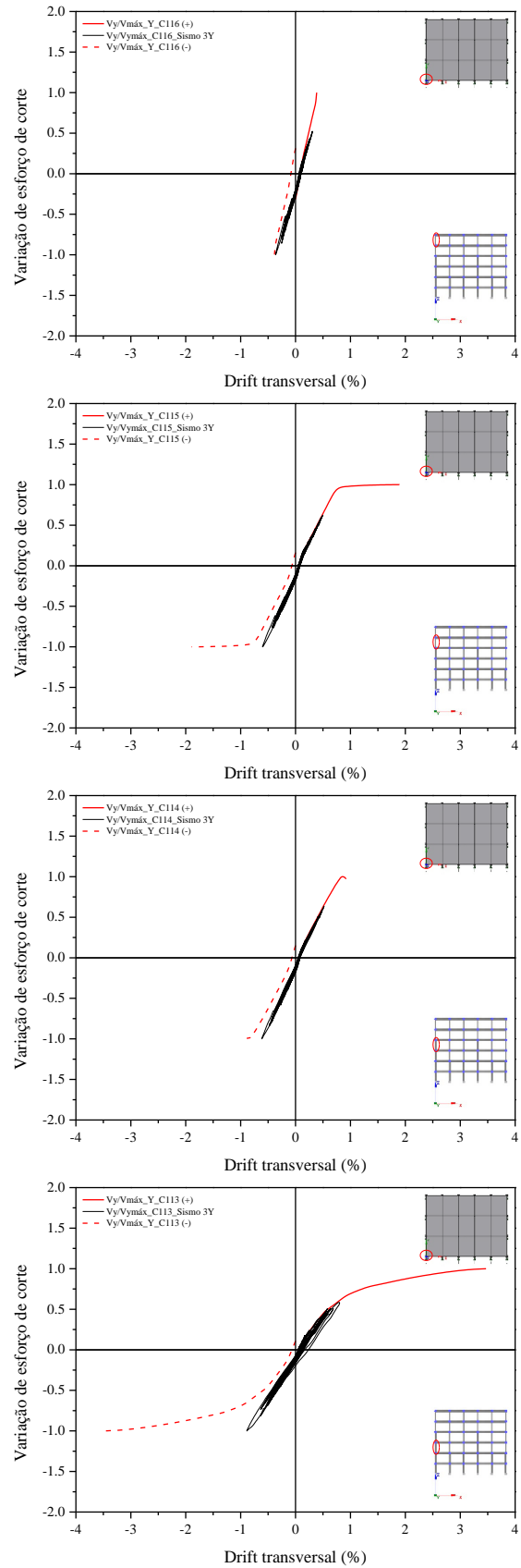
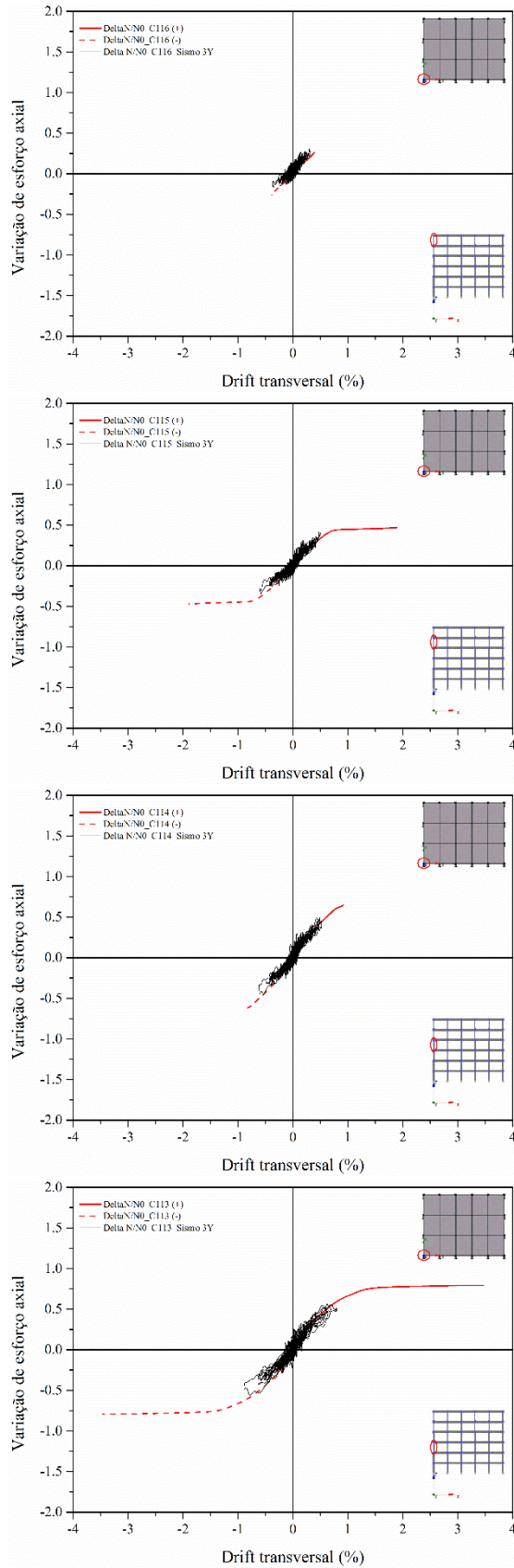


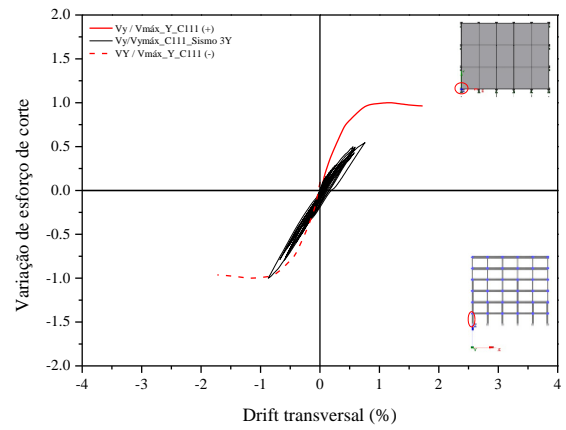
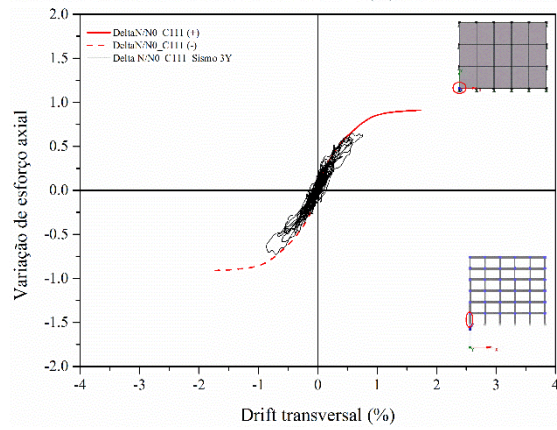
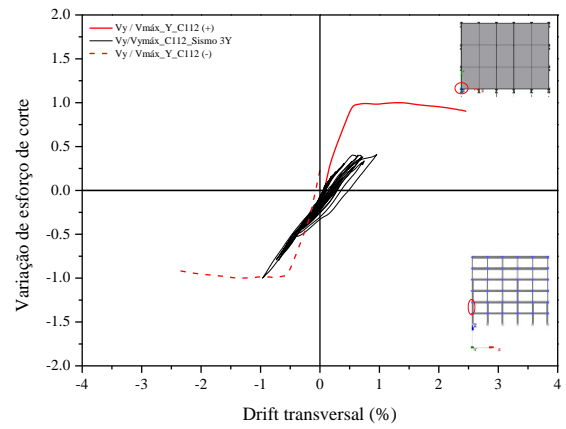
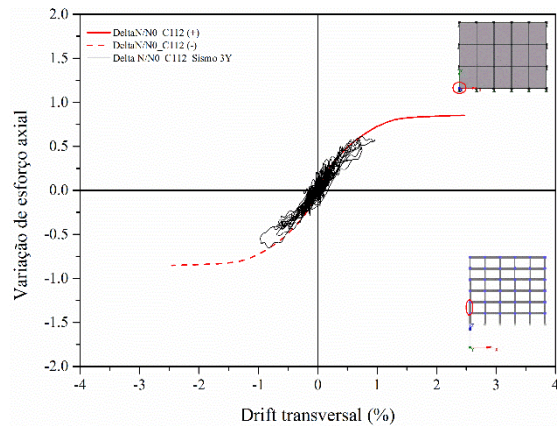
C 7.2. EDIFÍCIO PT4





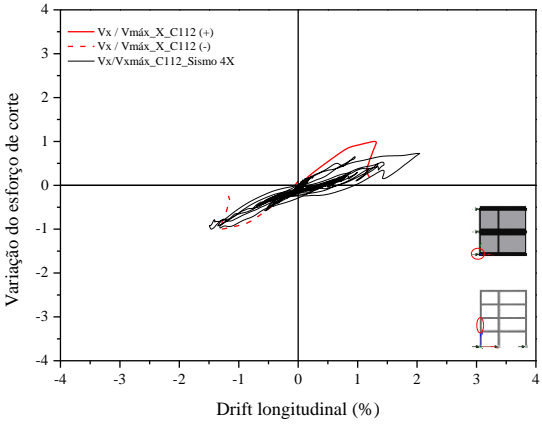
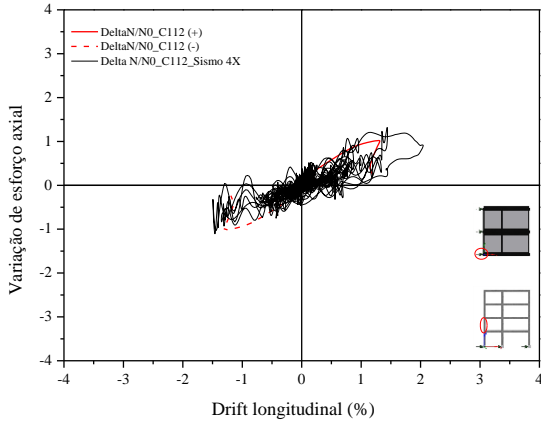
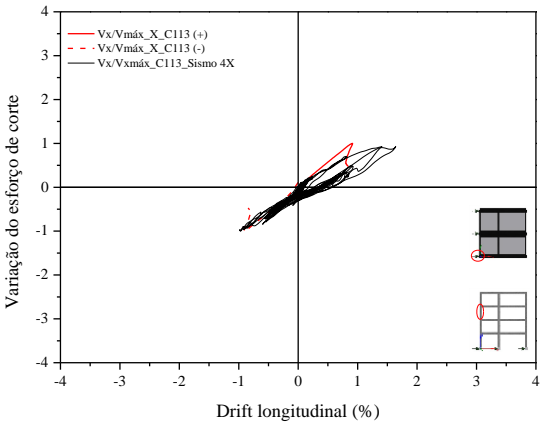
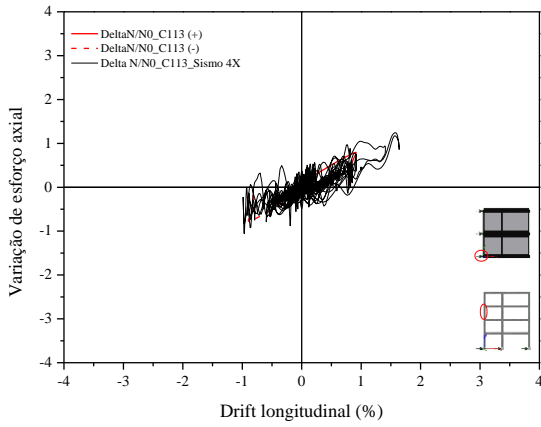
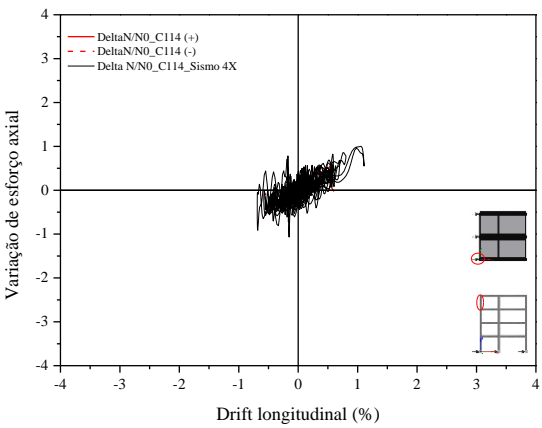
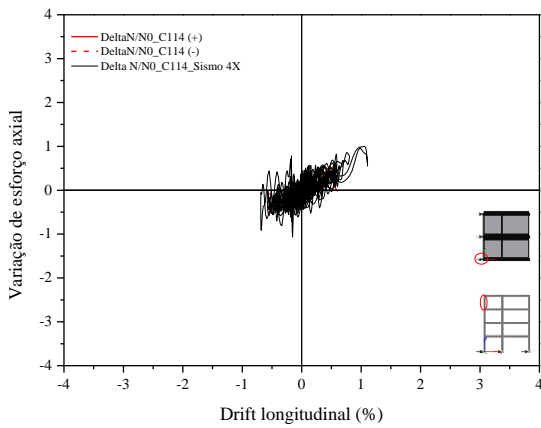
C 7.3. EDIFÍCIO PT6

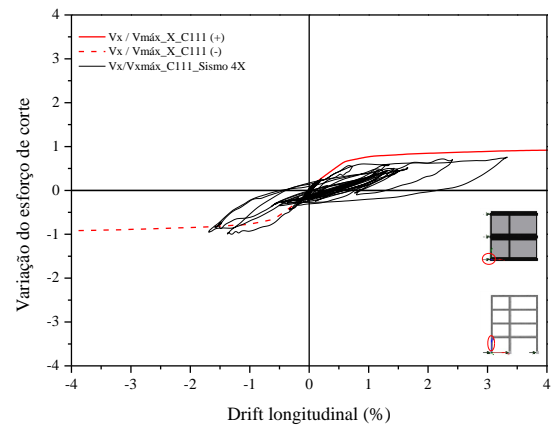
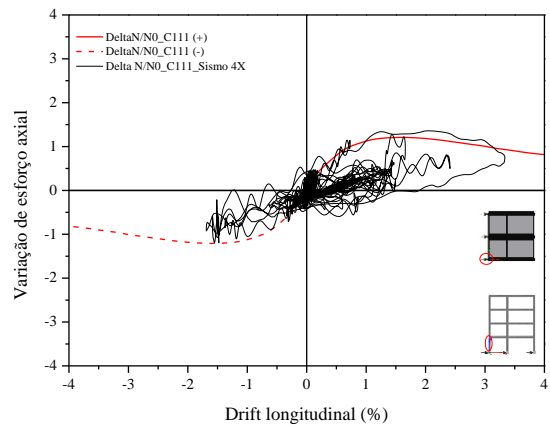




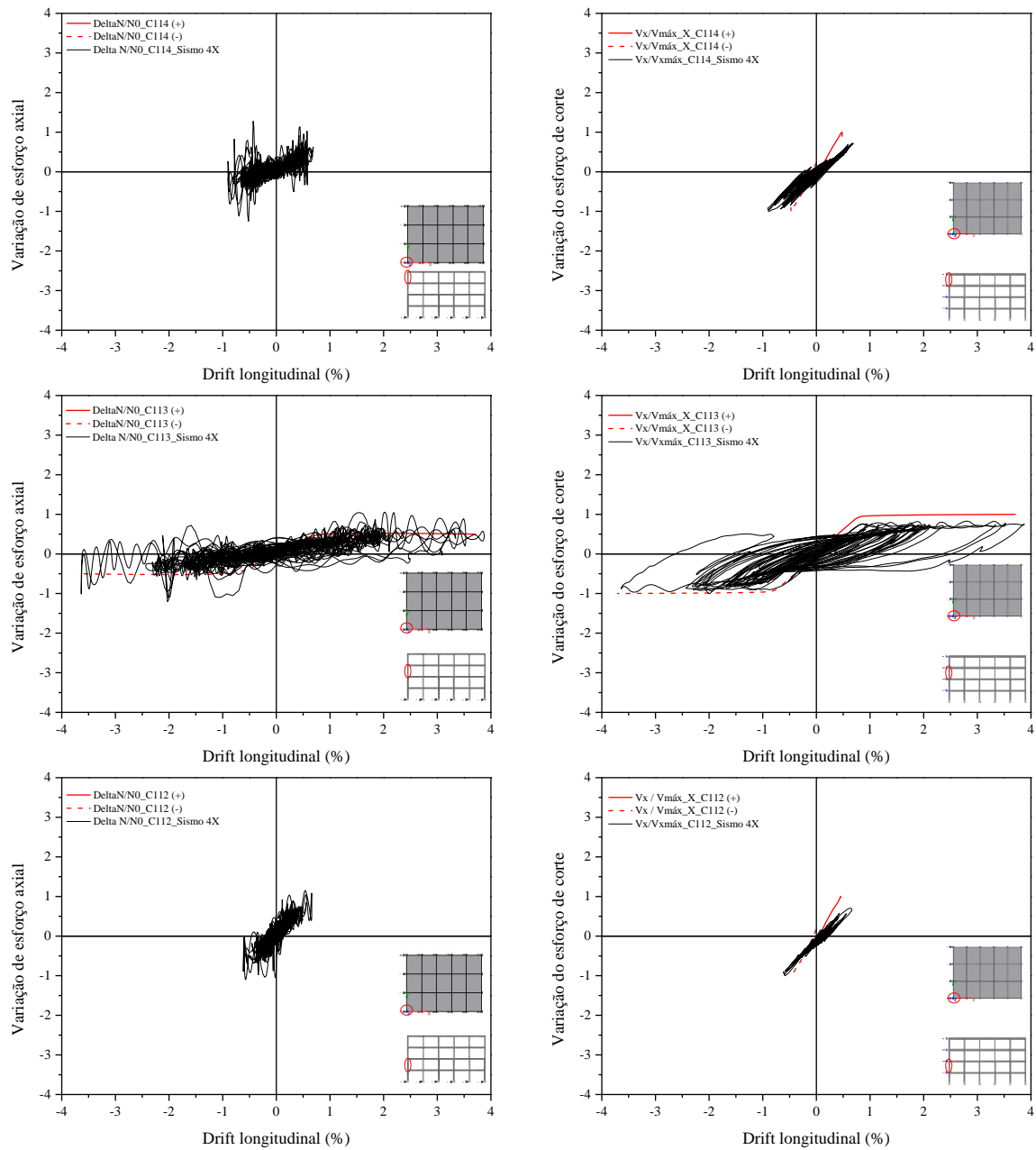
C 8. SISMO 4 – DIREÇÃO LONGITUDINAL

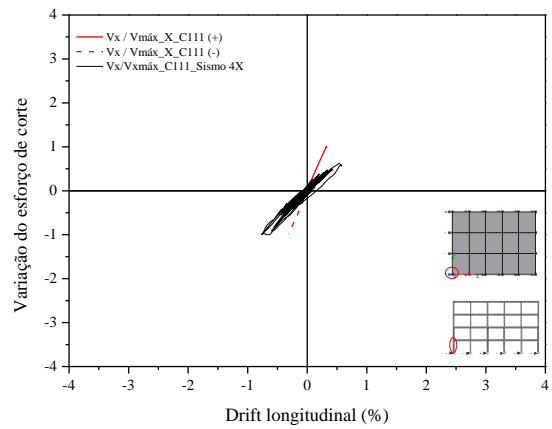
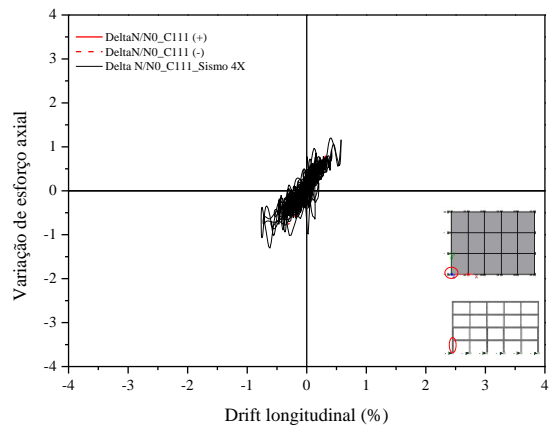
C 8.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



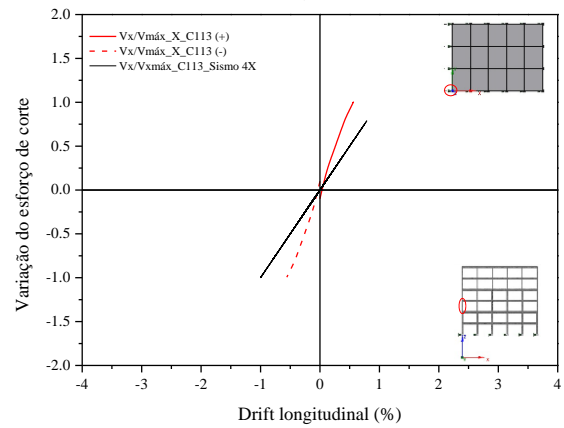
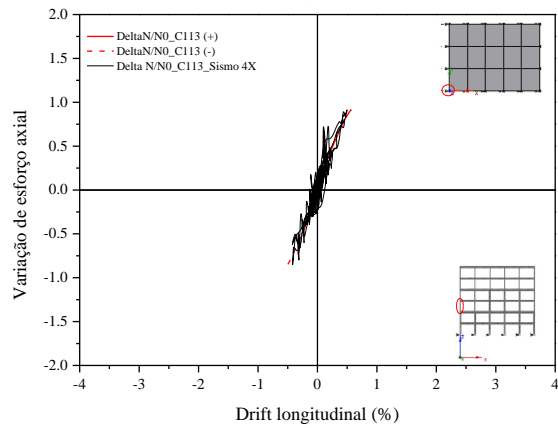
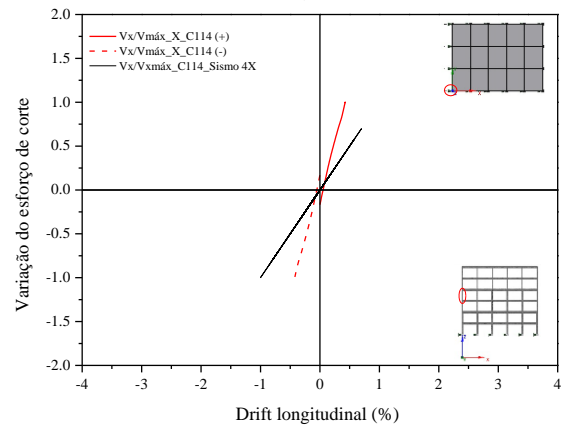
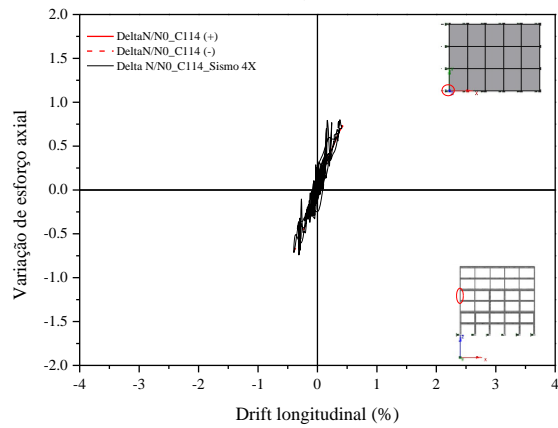
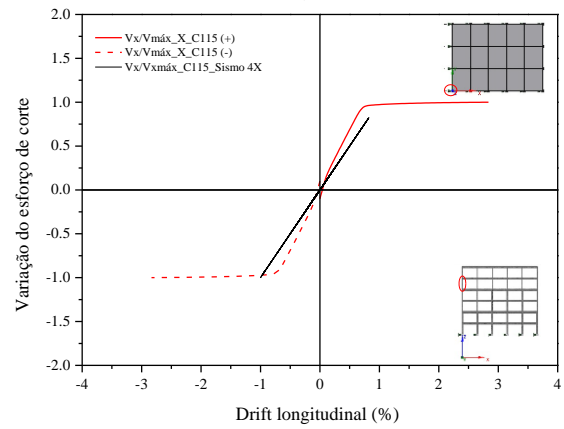
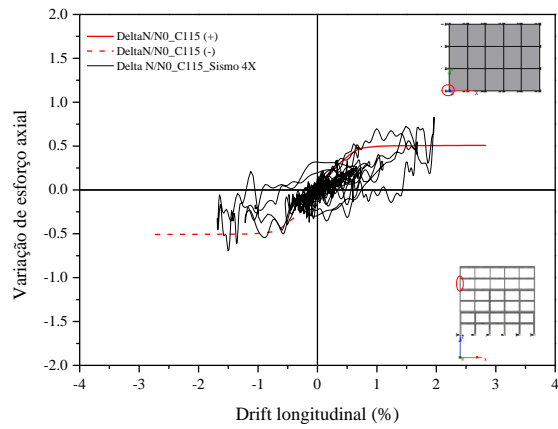
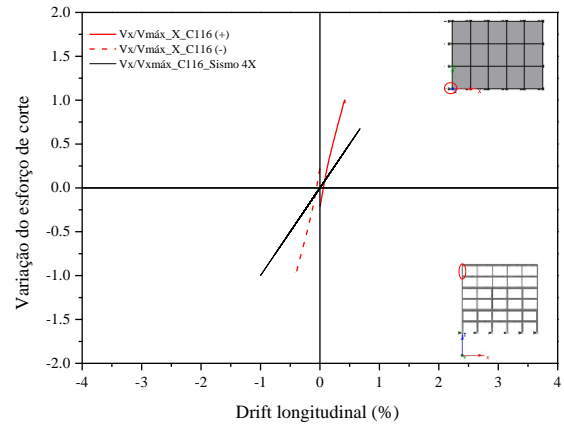
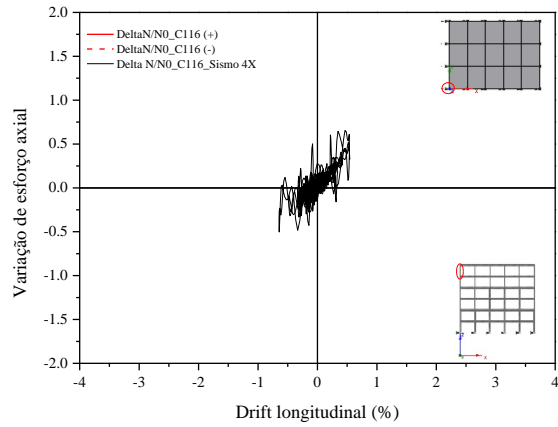


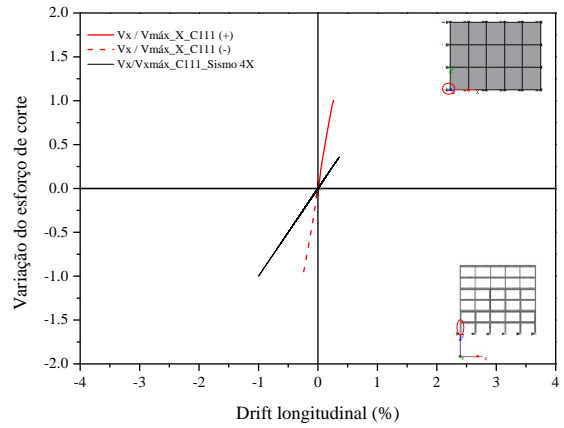
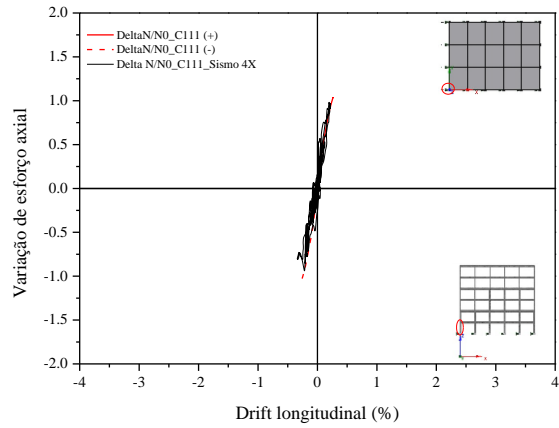
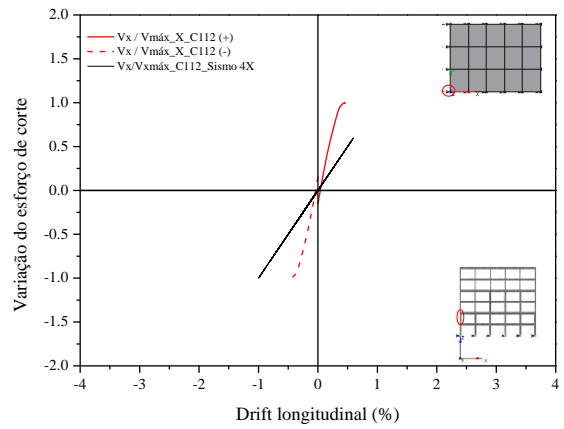
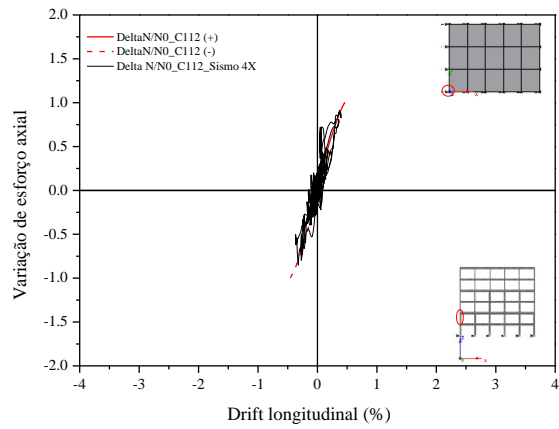
C 8.2. EDIFÍCIO PT4





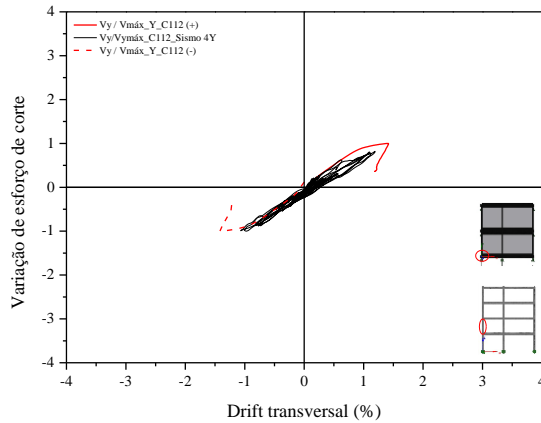
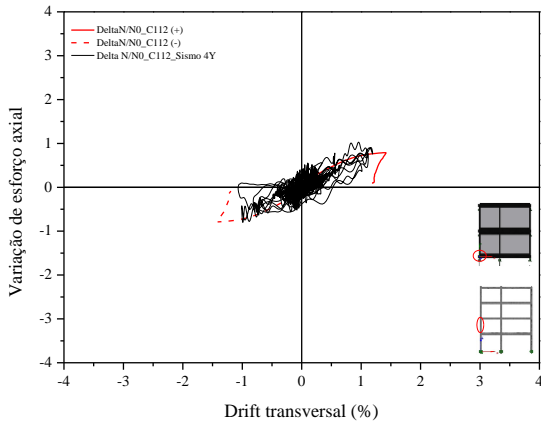
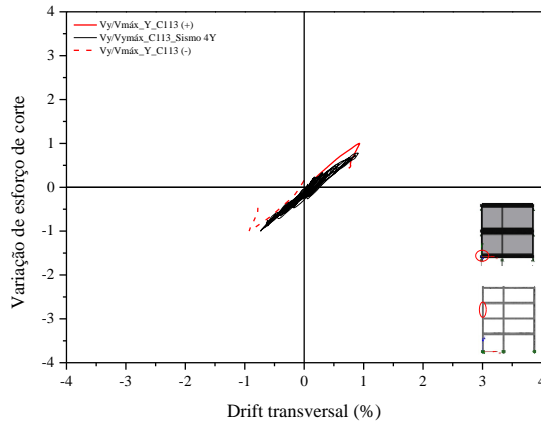
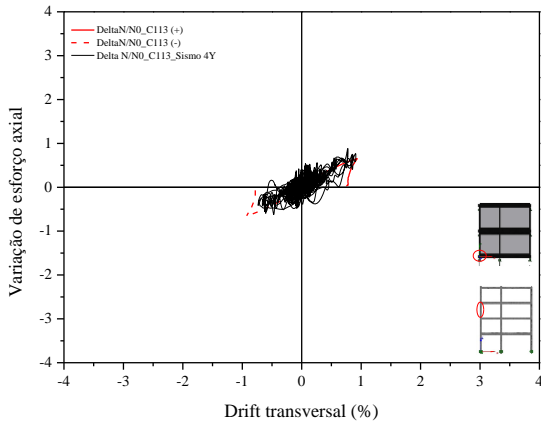
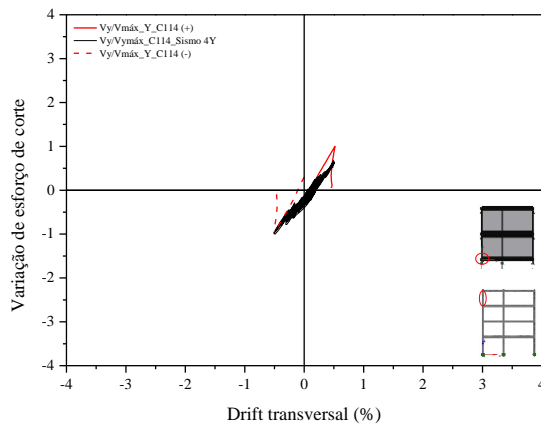
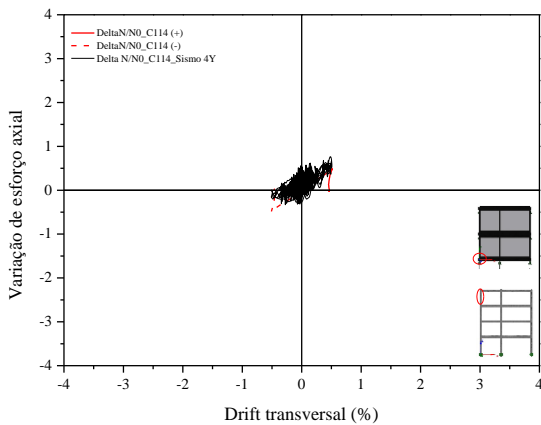
C 8.3. EDIFÍCIO PT6

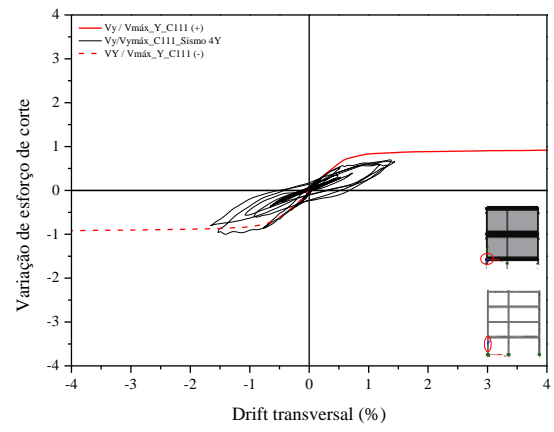
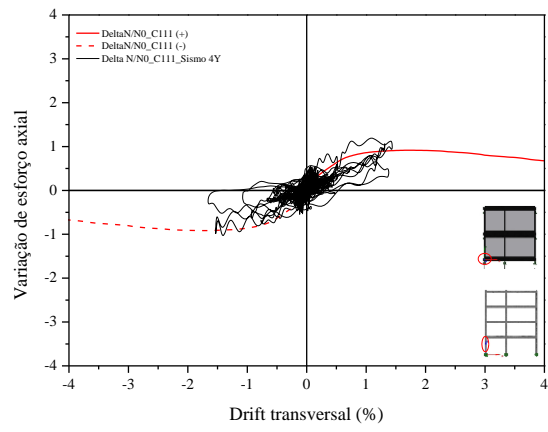




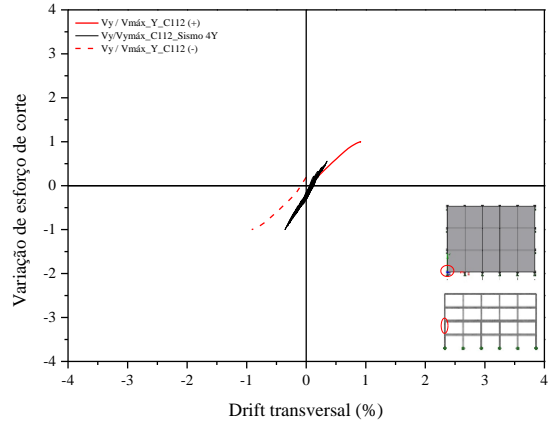
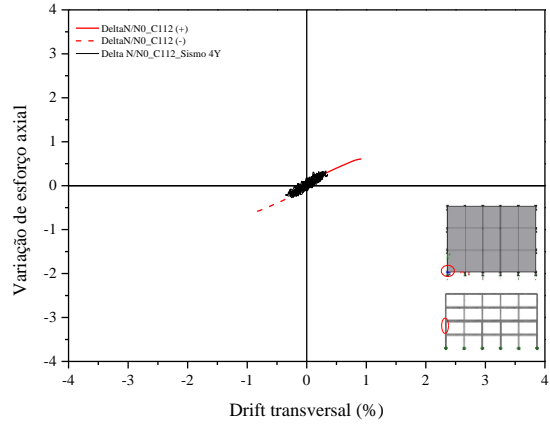
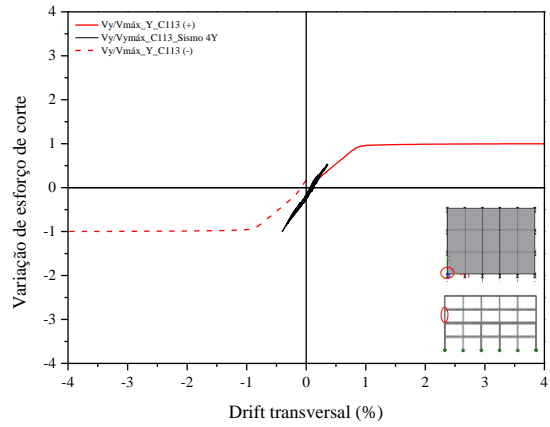
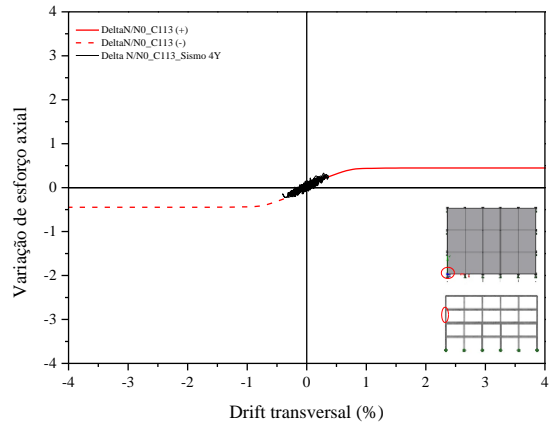
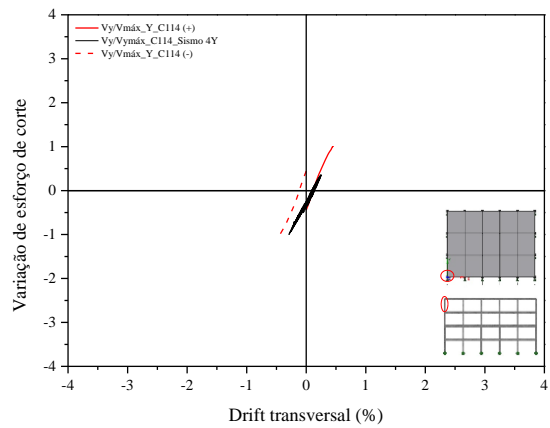
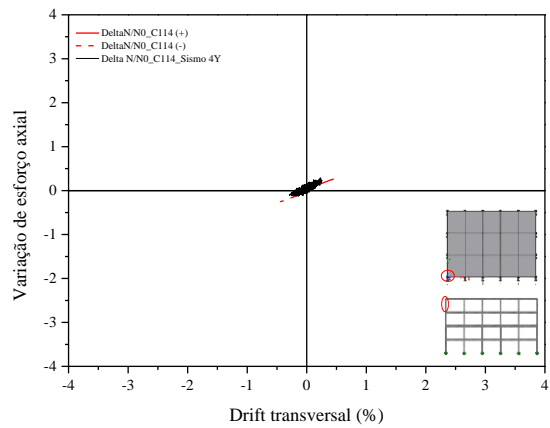
C 9. SISMO 4 - DIREÇÃO TRANSVERSAL

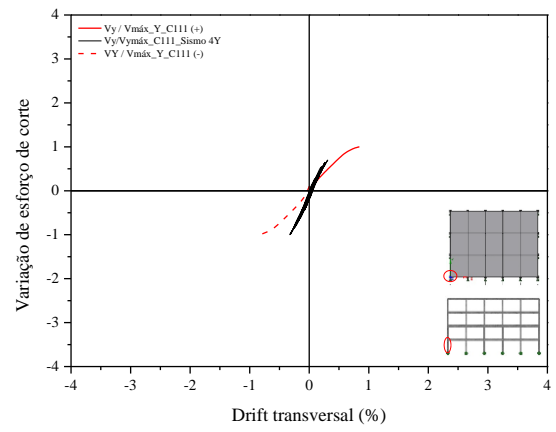
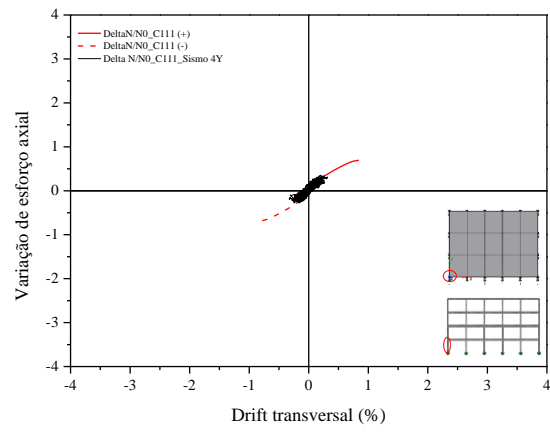
C 9.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



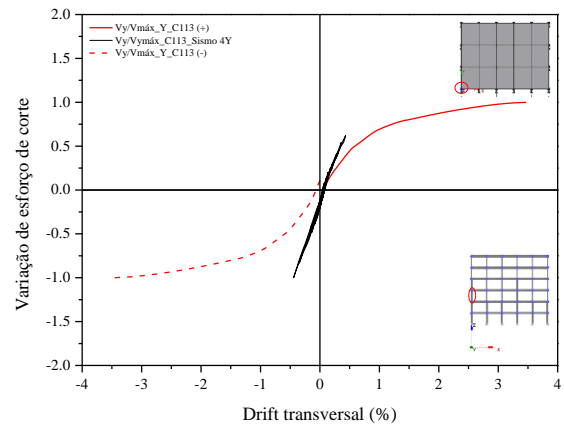
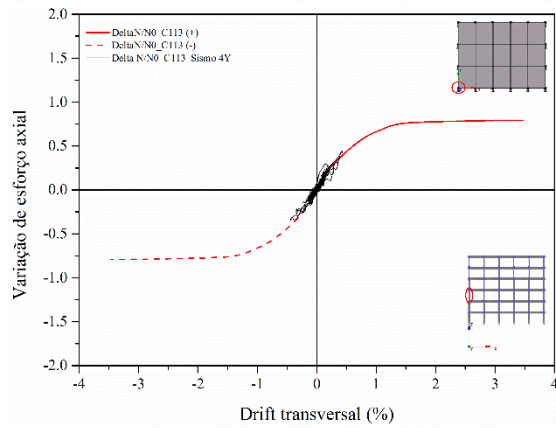
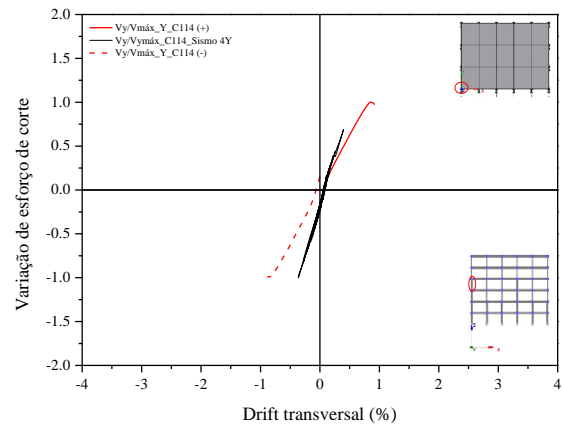
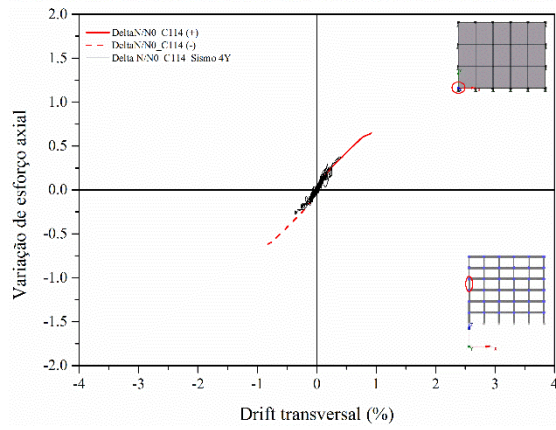
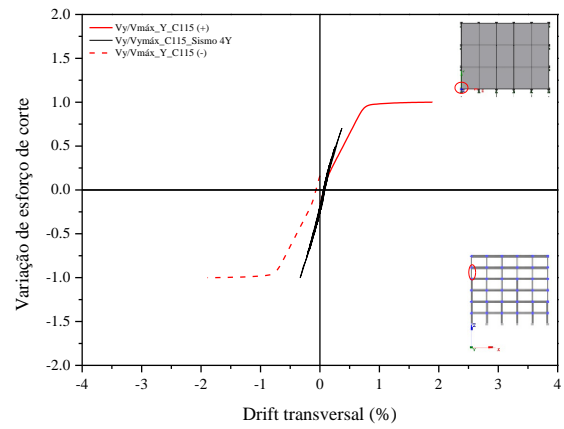
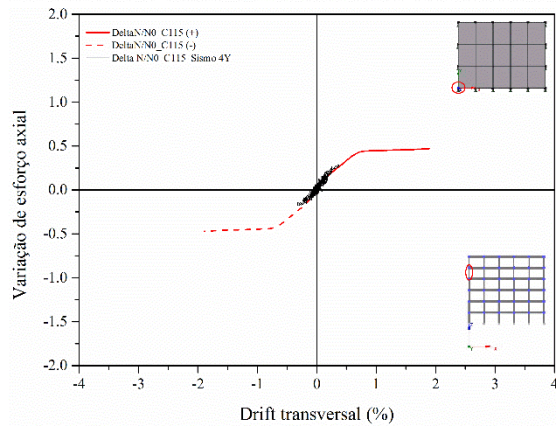
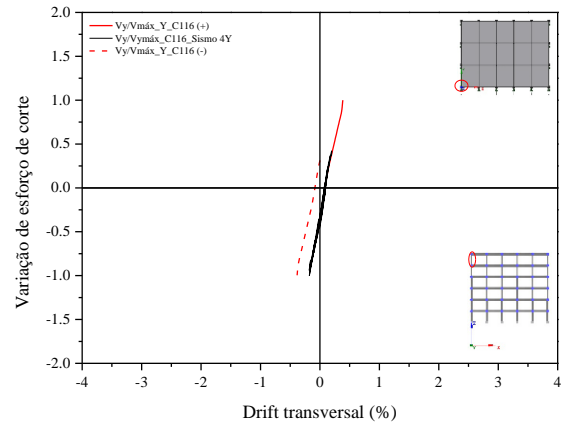
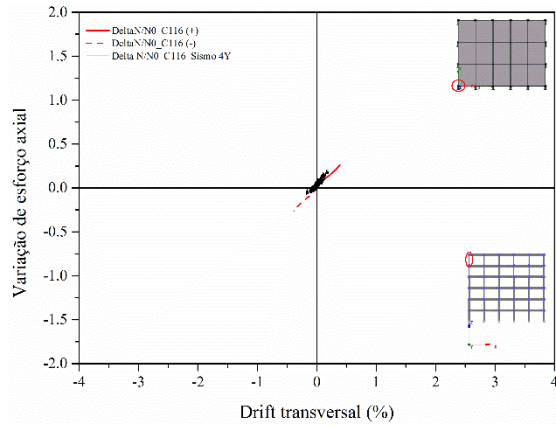


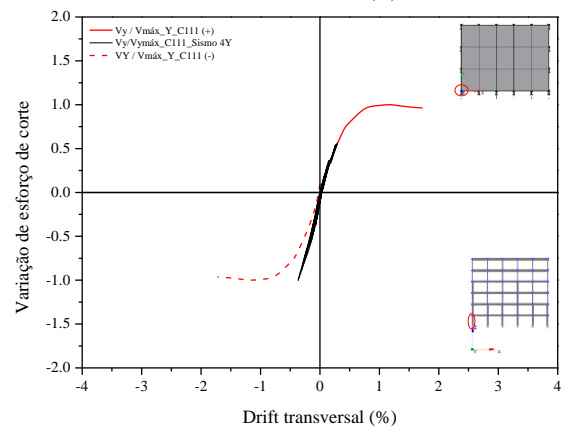
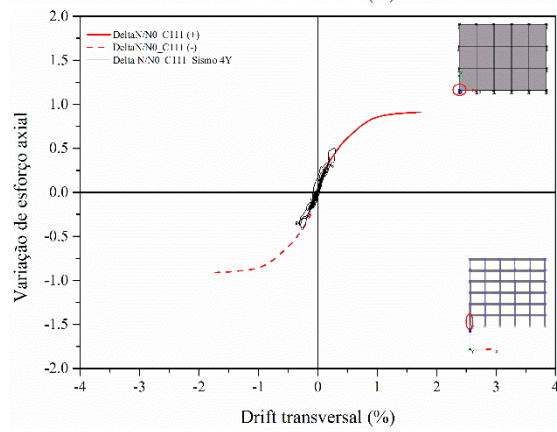
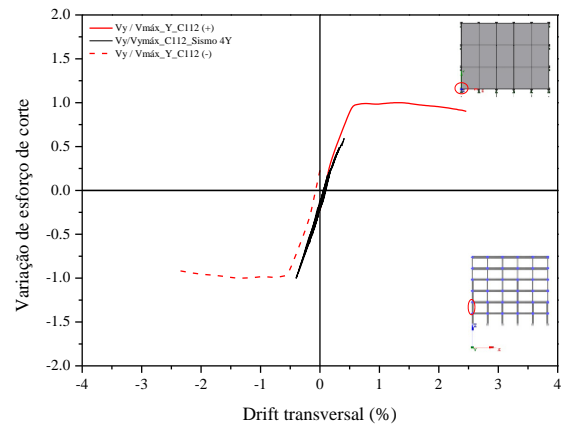
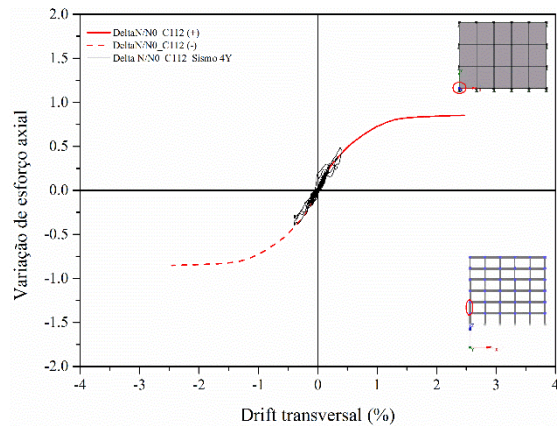
C 9.2. EDIFÍCIO PT4





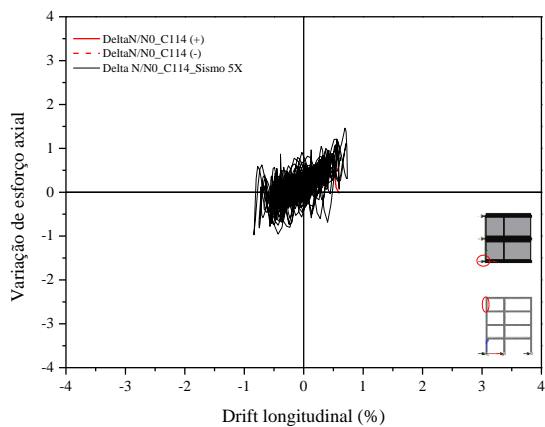
C 9.3. EDIFÍCIO PT6



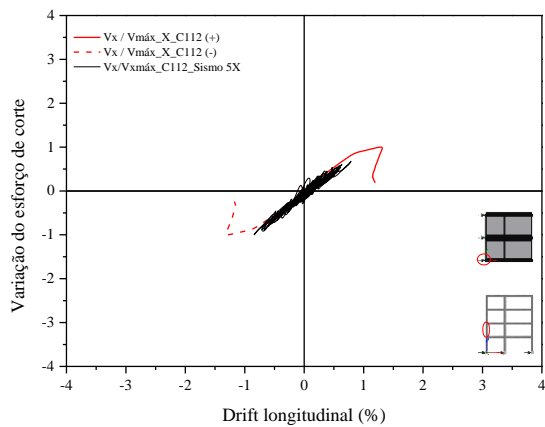
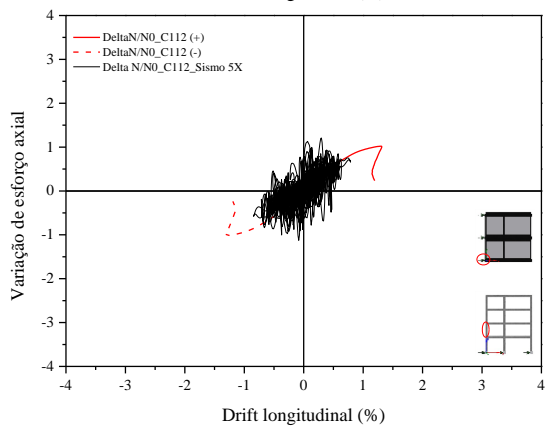
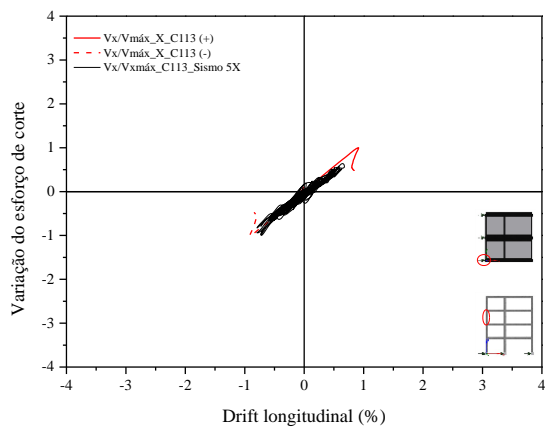
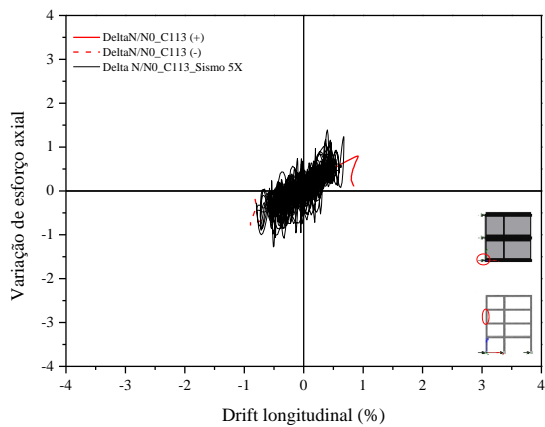
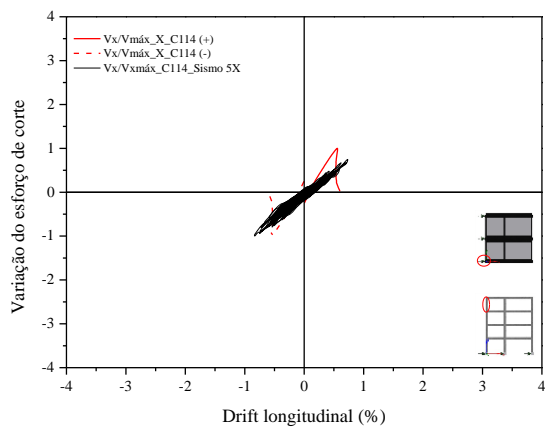


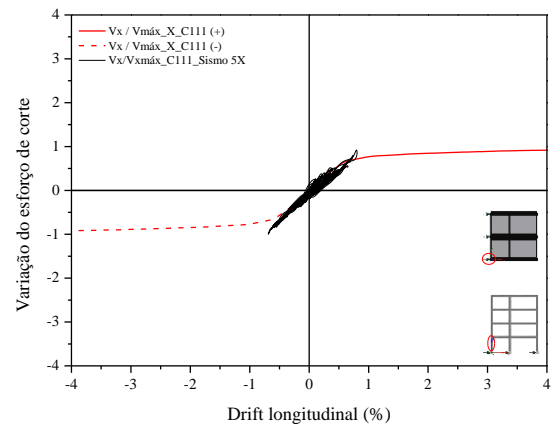
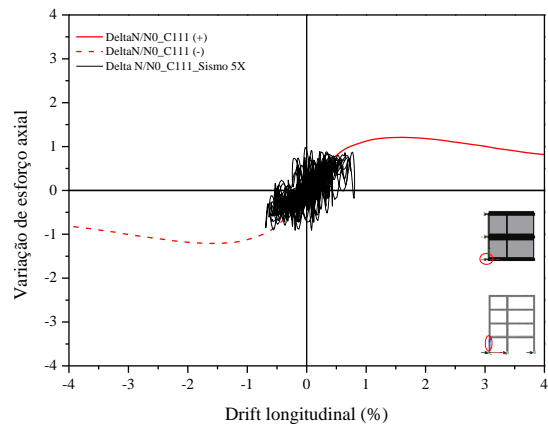
C 10. SISMO 5 – DIREÇÃO LONGITUDINAL

C 10.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME

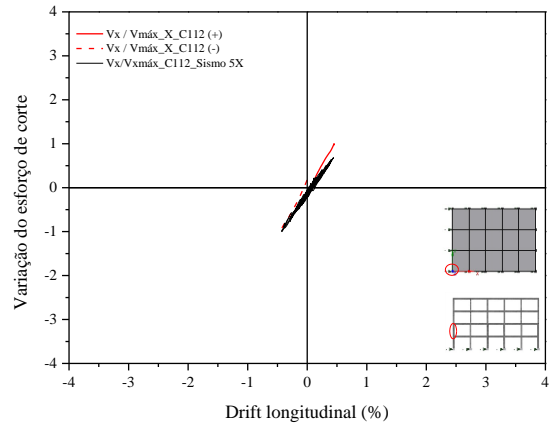
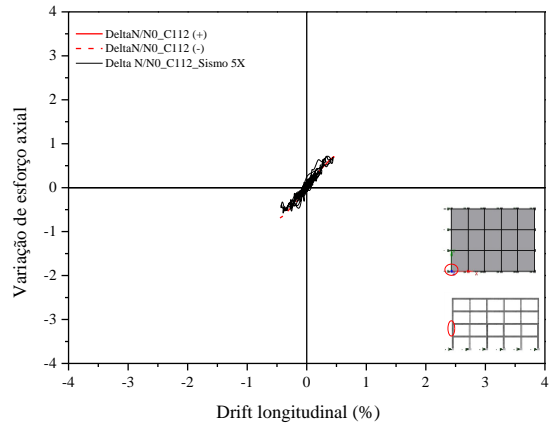
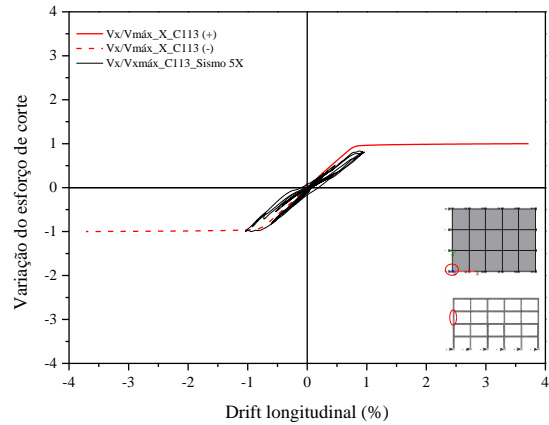
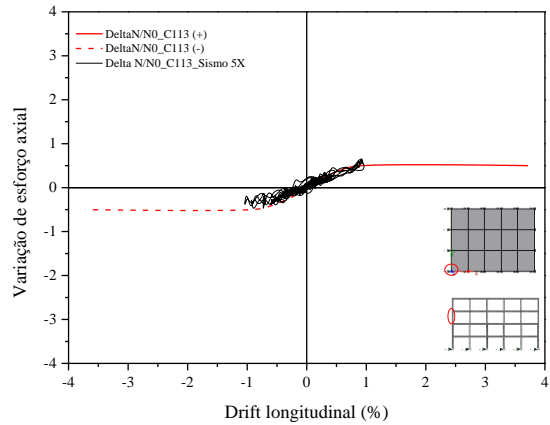
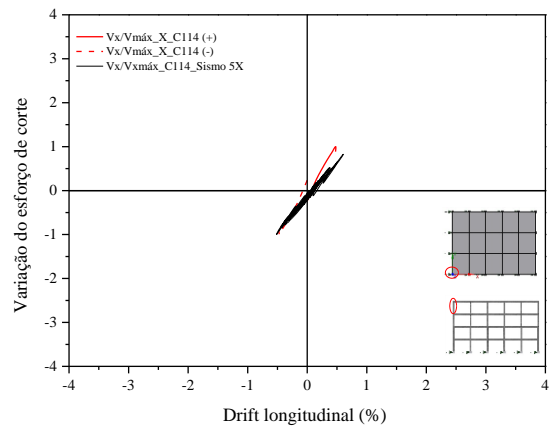
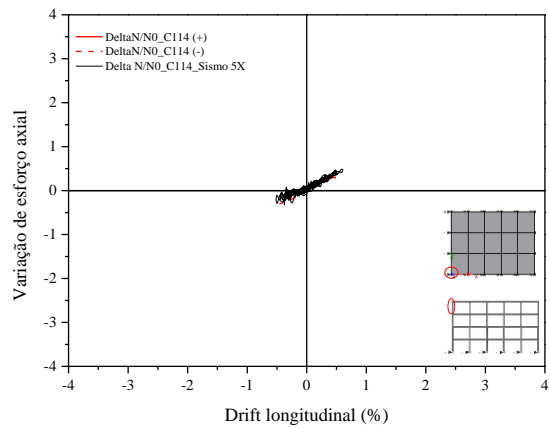


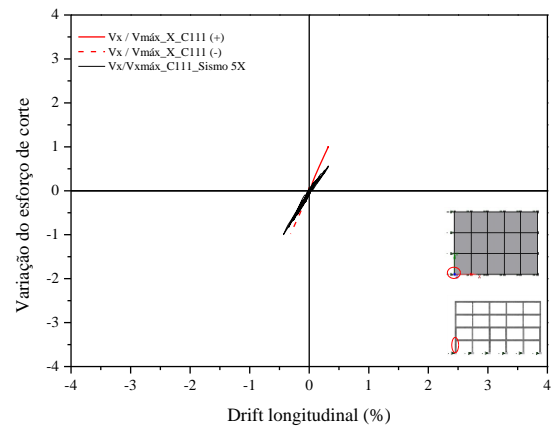
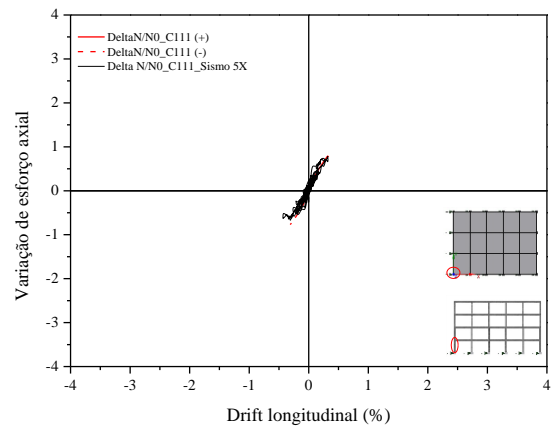
5.6



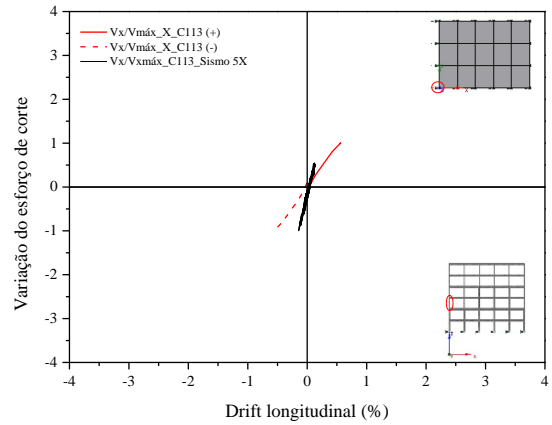
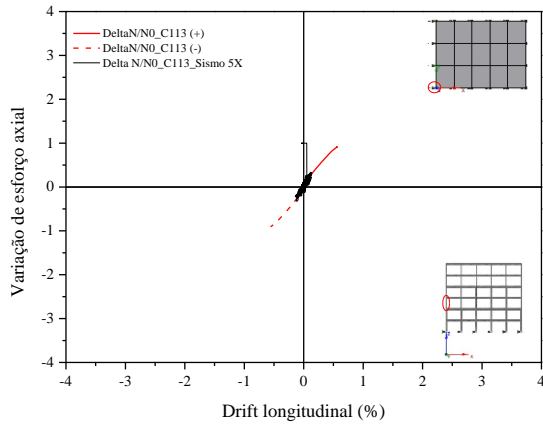
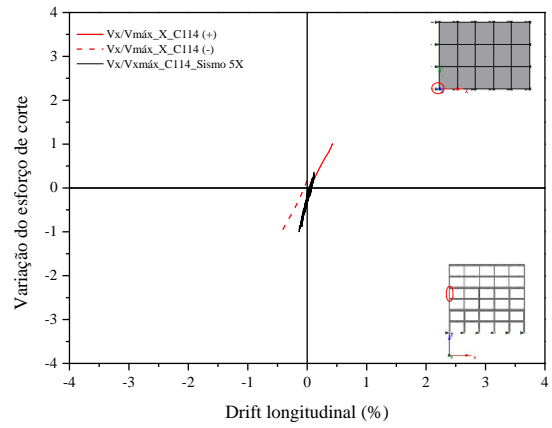
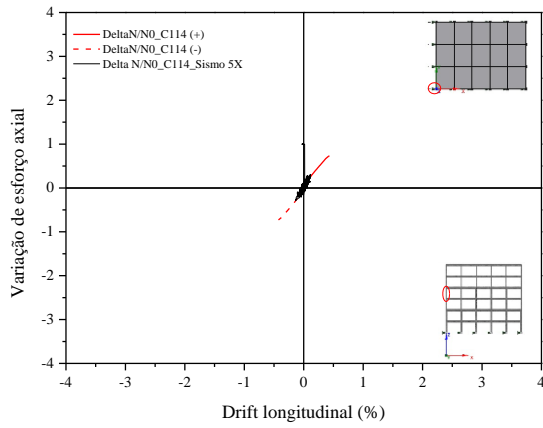
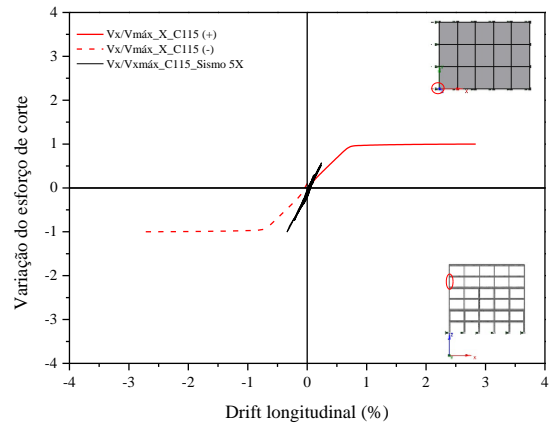
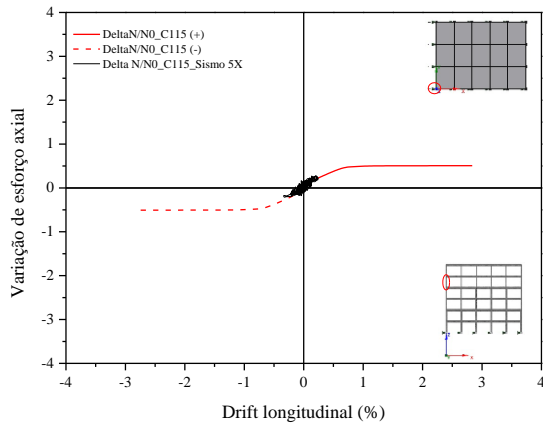
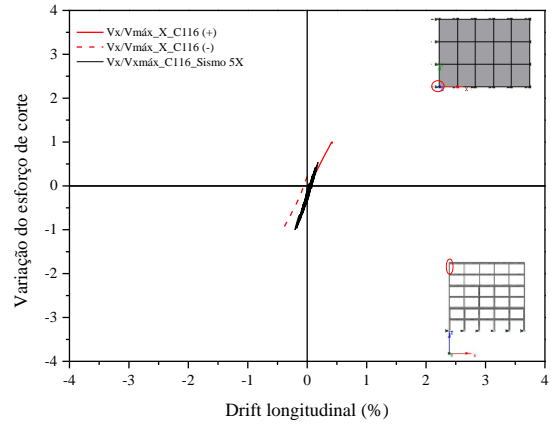
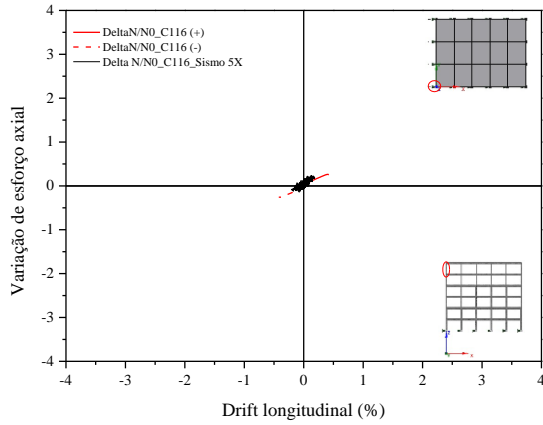


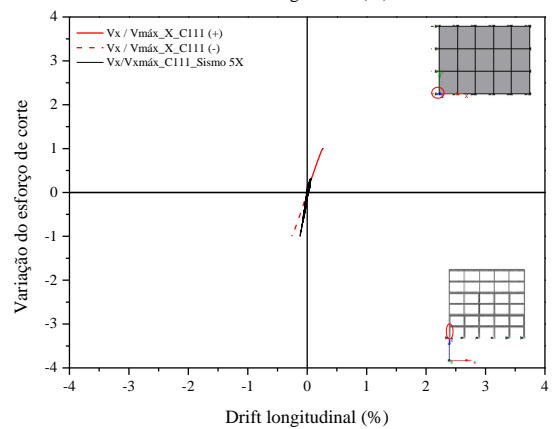
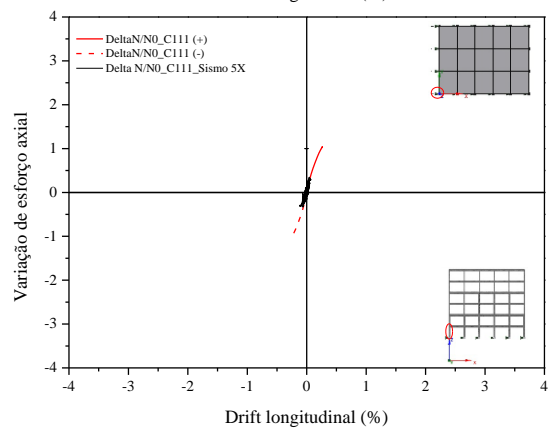
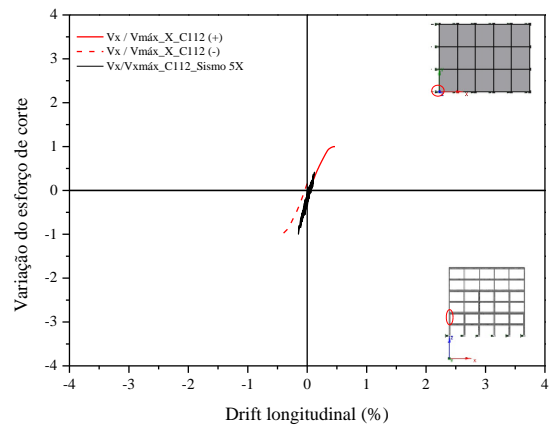
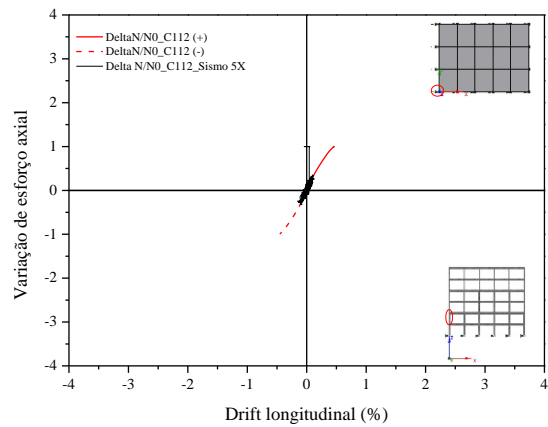
C 10.2. EDIFÍCIO PT4





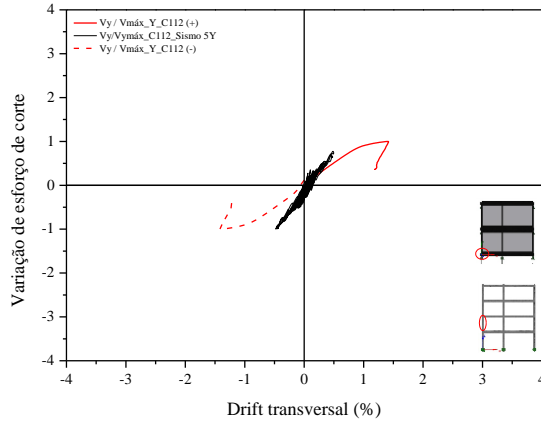
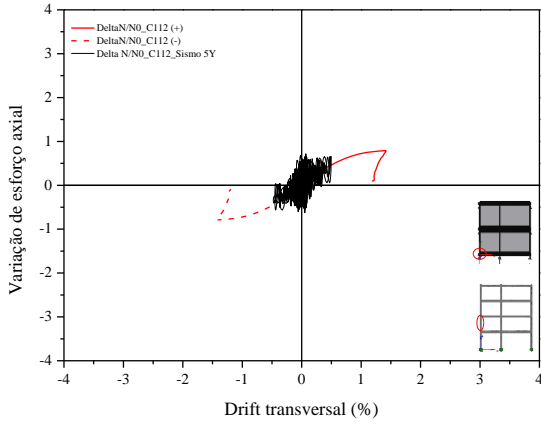
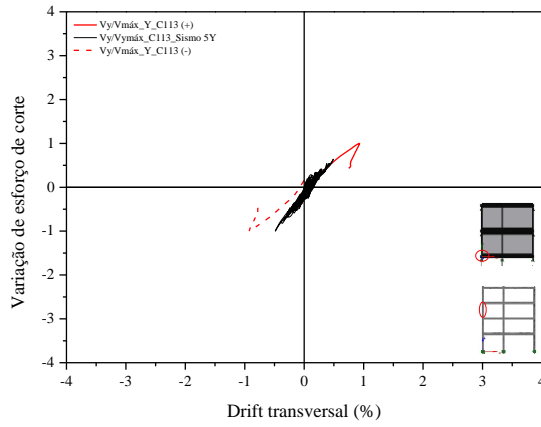
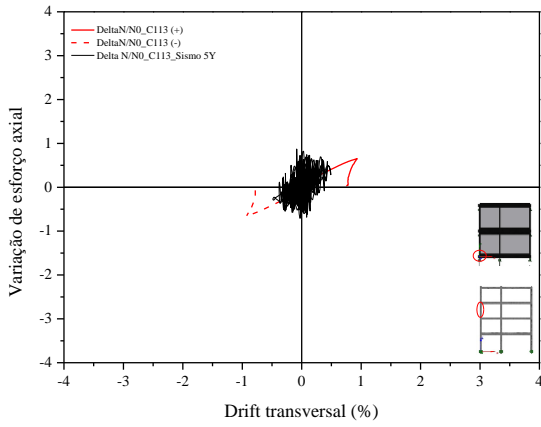
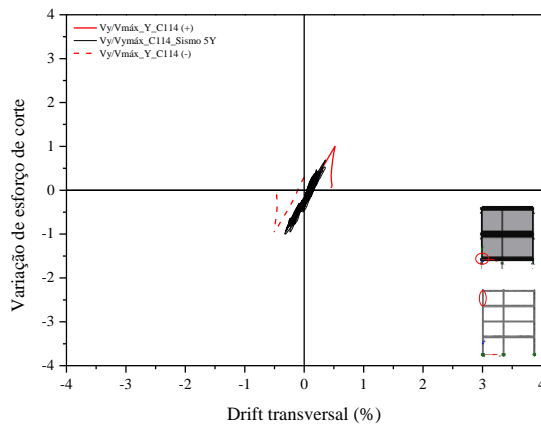
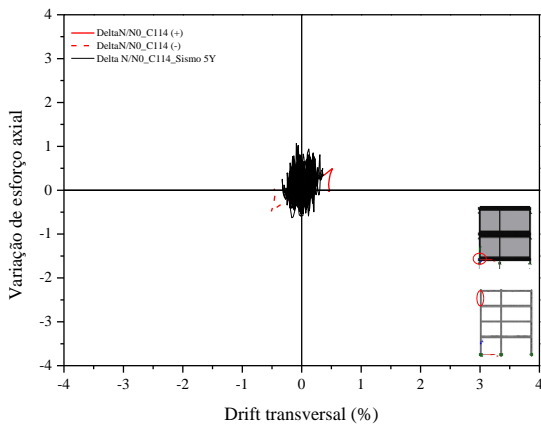
C 10.3. EDIFÍCIO PT6

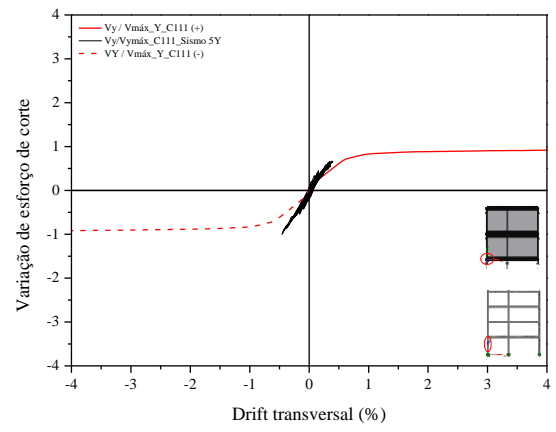
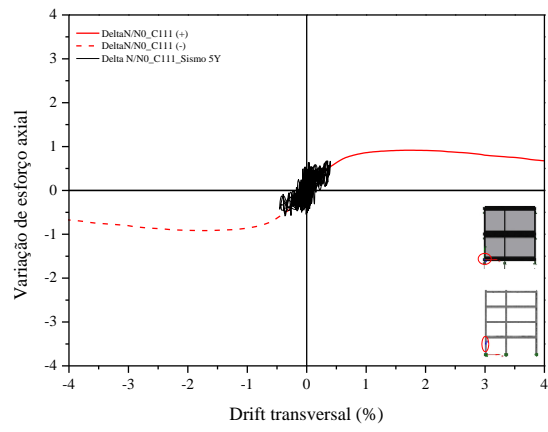




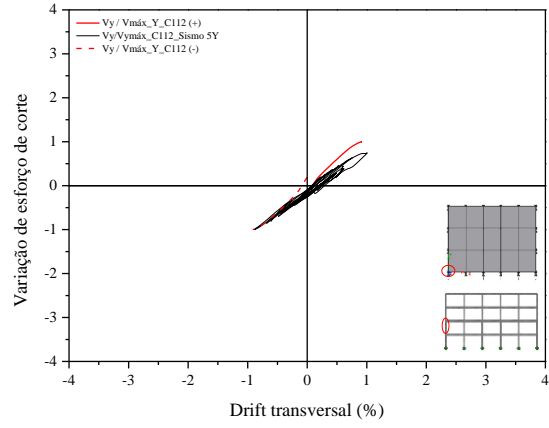
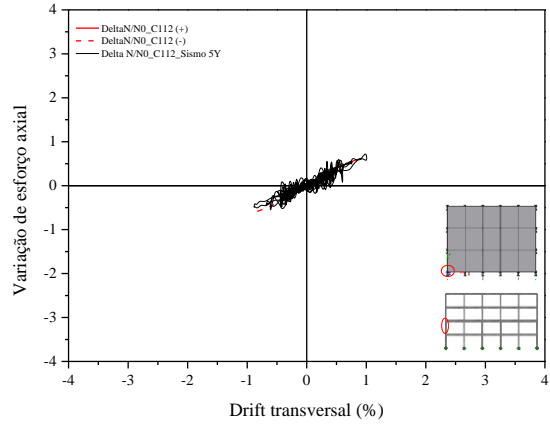
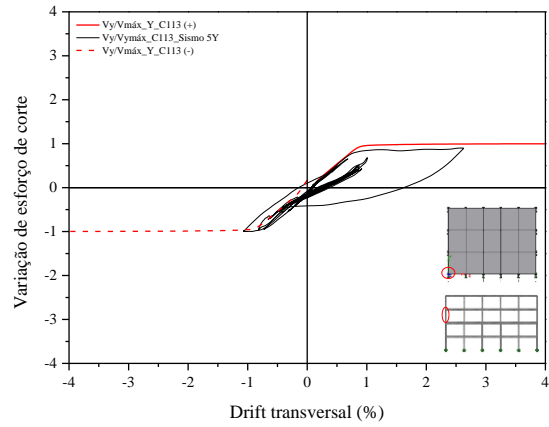
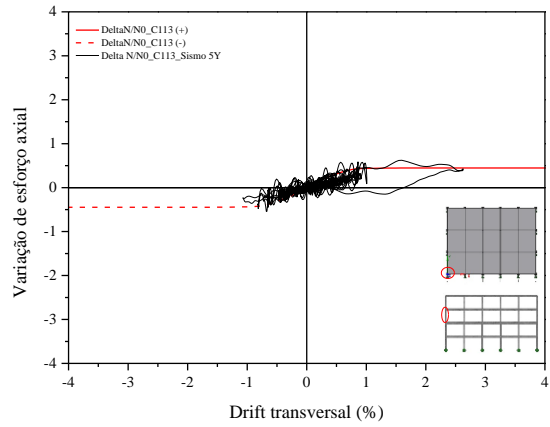
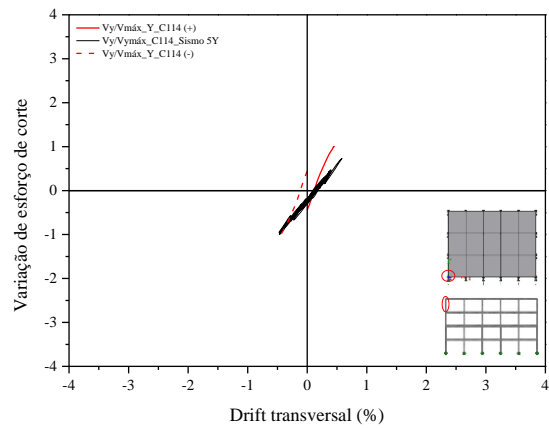
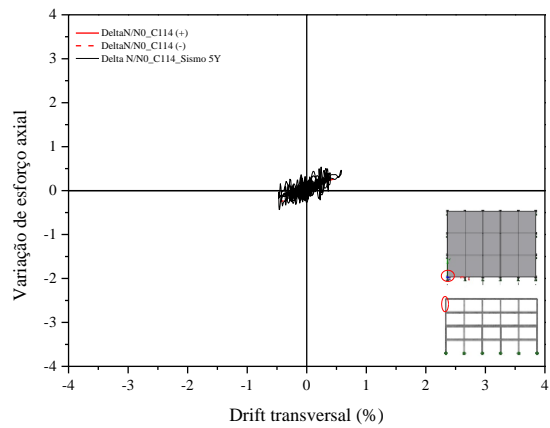
C 11. SISMO 5 – DIREÇÃO TRANSVERSAL

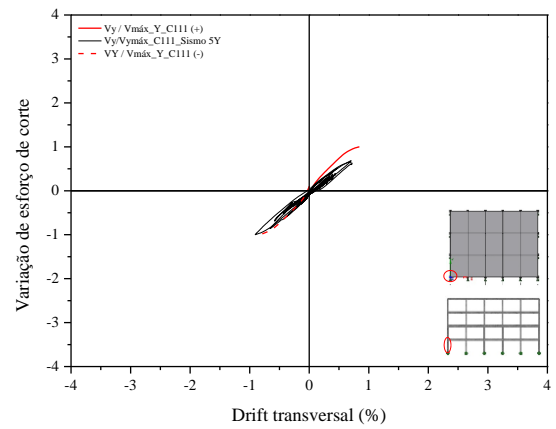
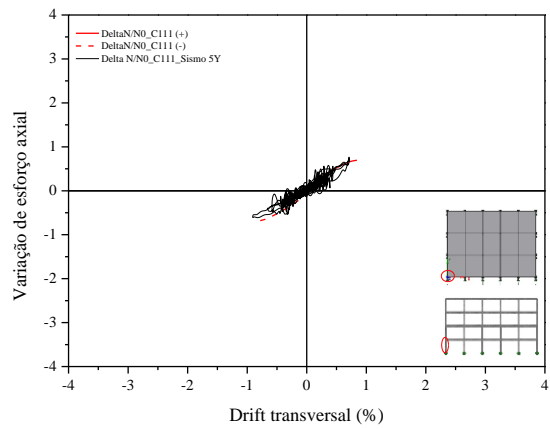
C 11.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



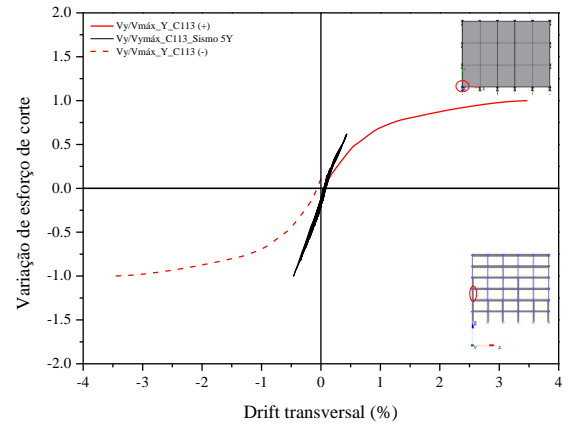
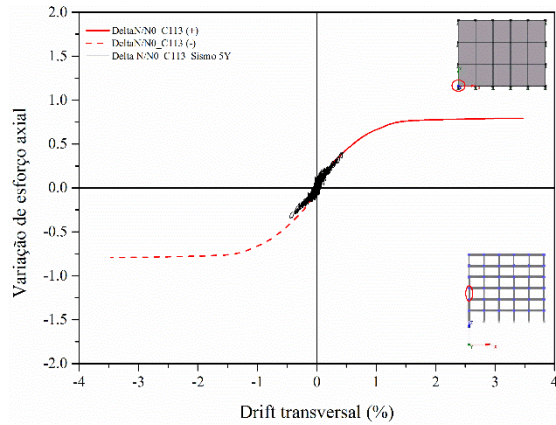
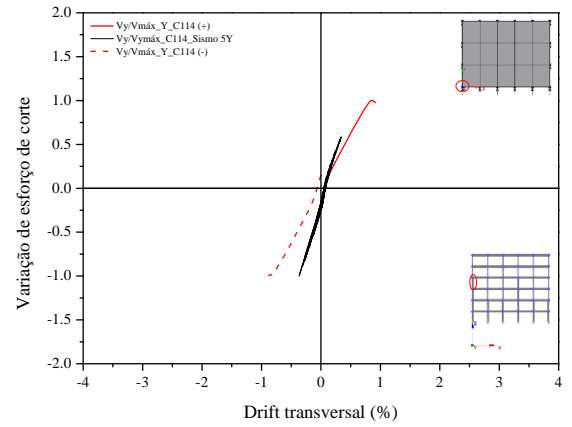
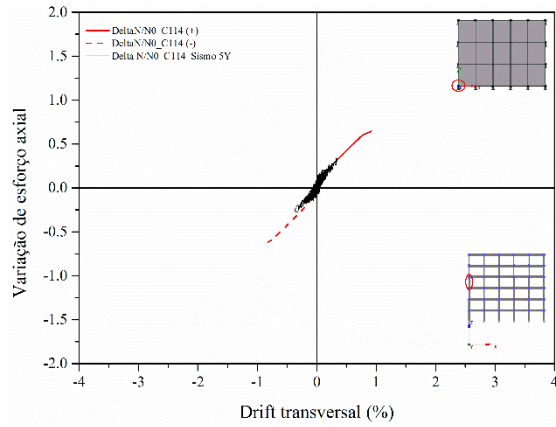
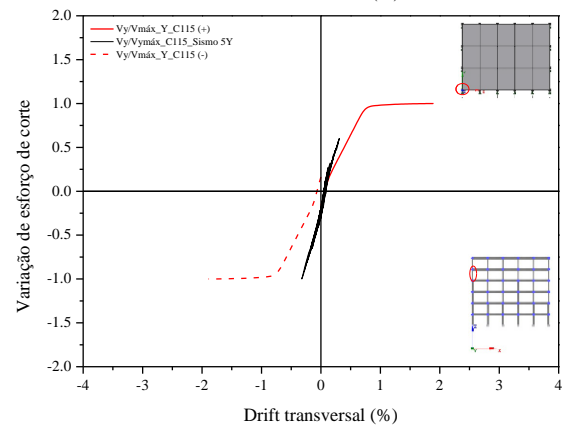
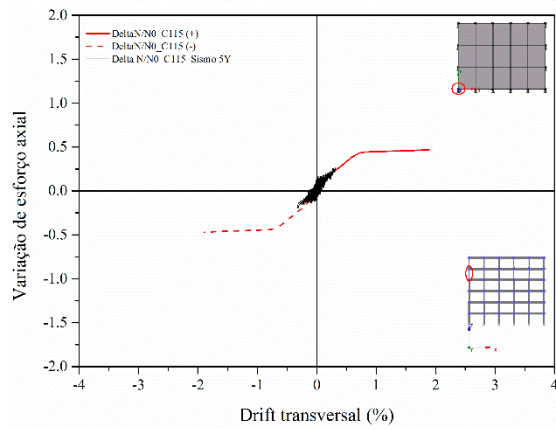
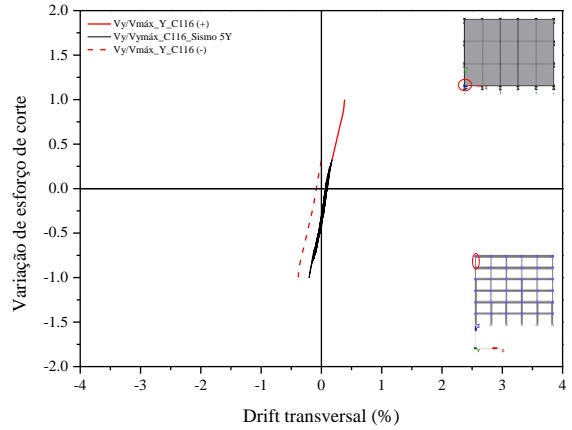
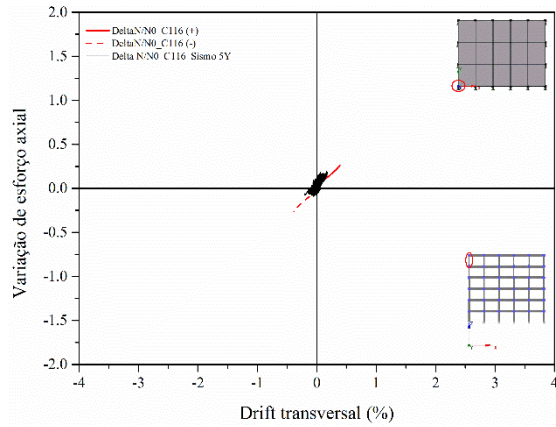


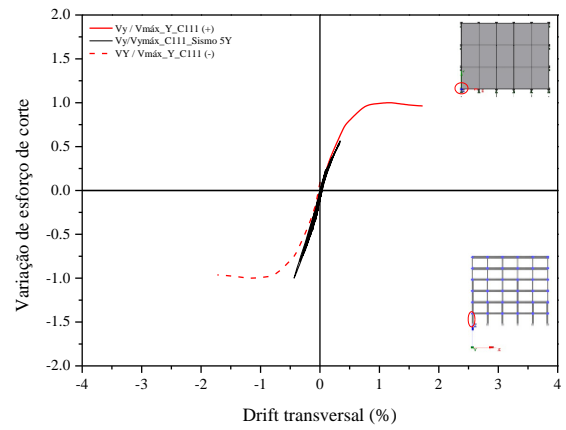
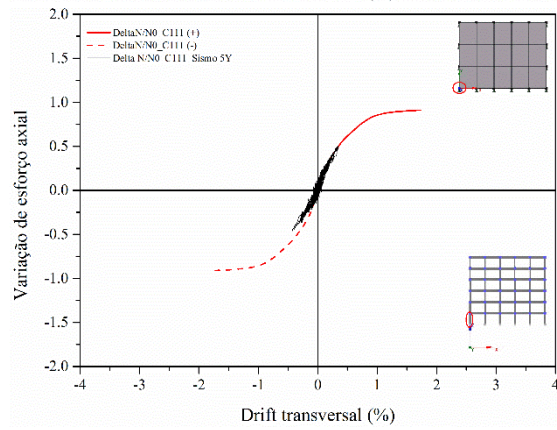
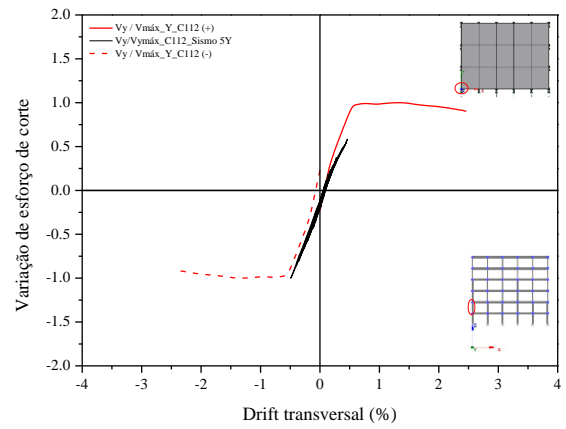
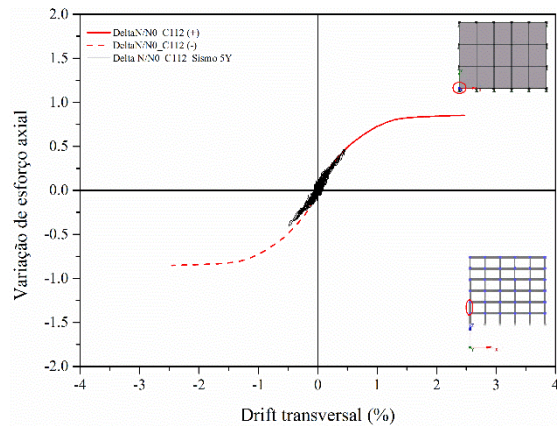
C 11.2. EDIFÍCIO PT4





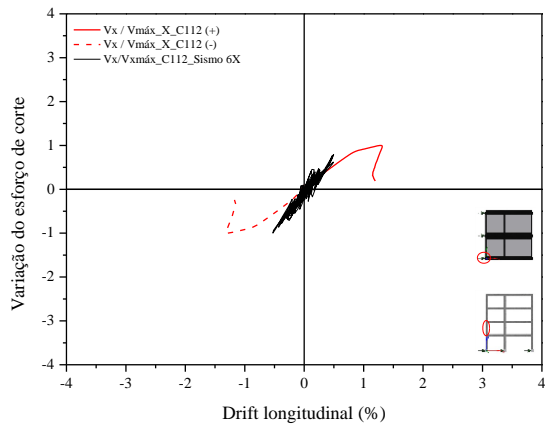
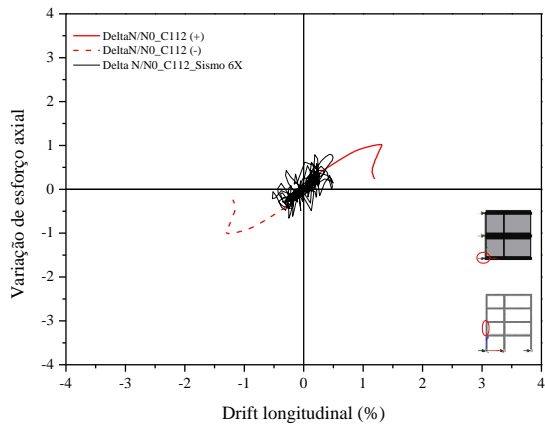
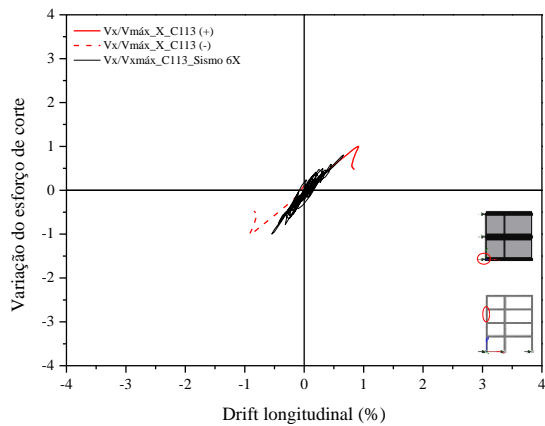
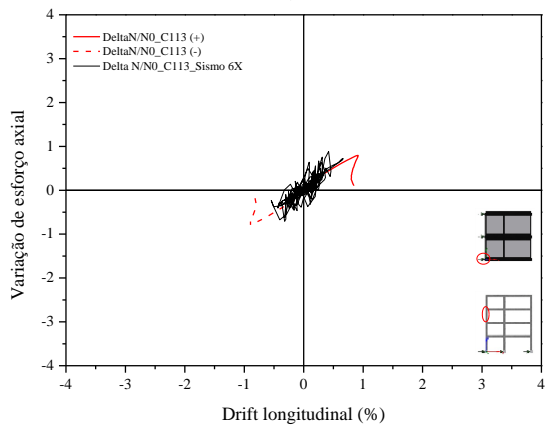
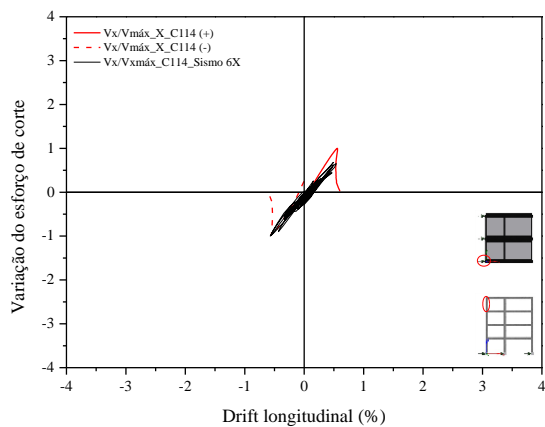
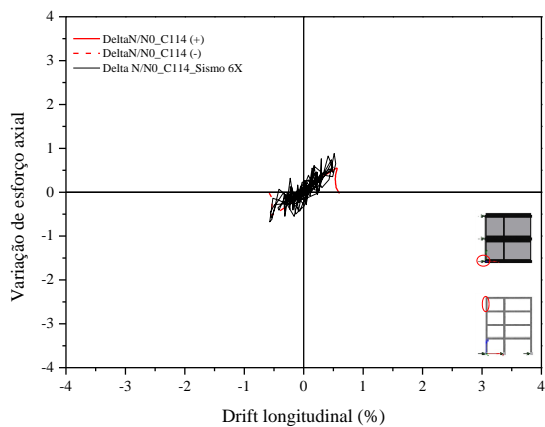
C 11.3. EDIFÍCIO PT6

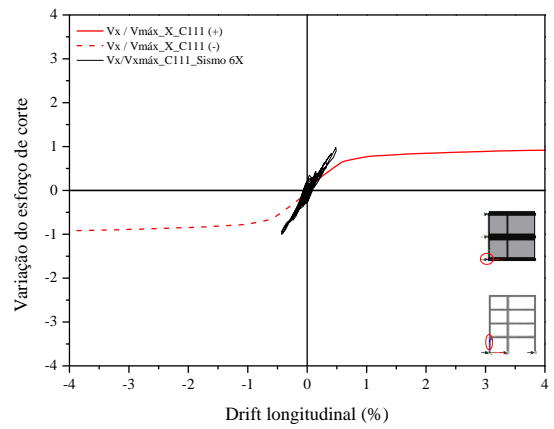
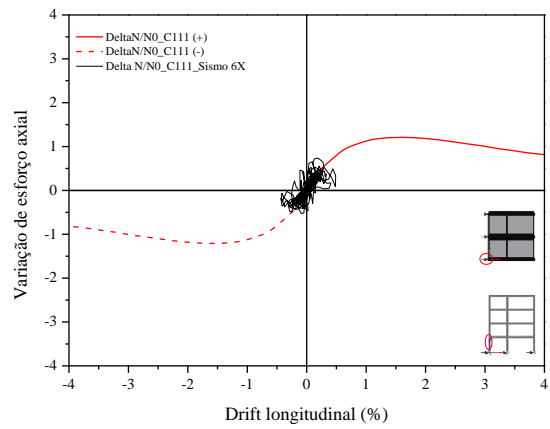




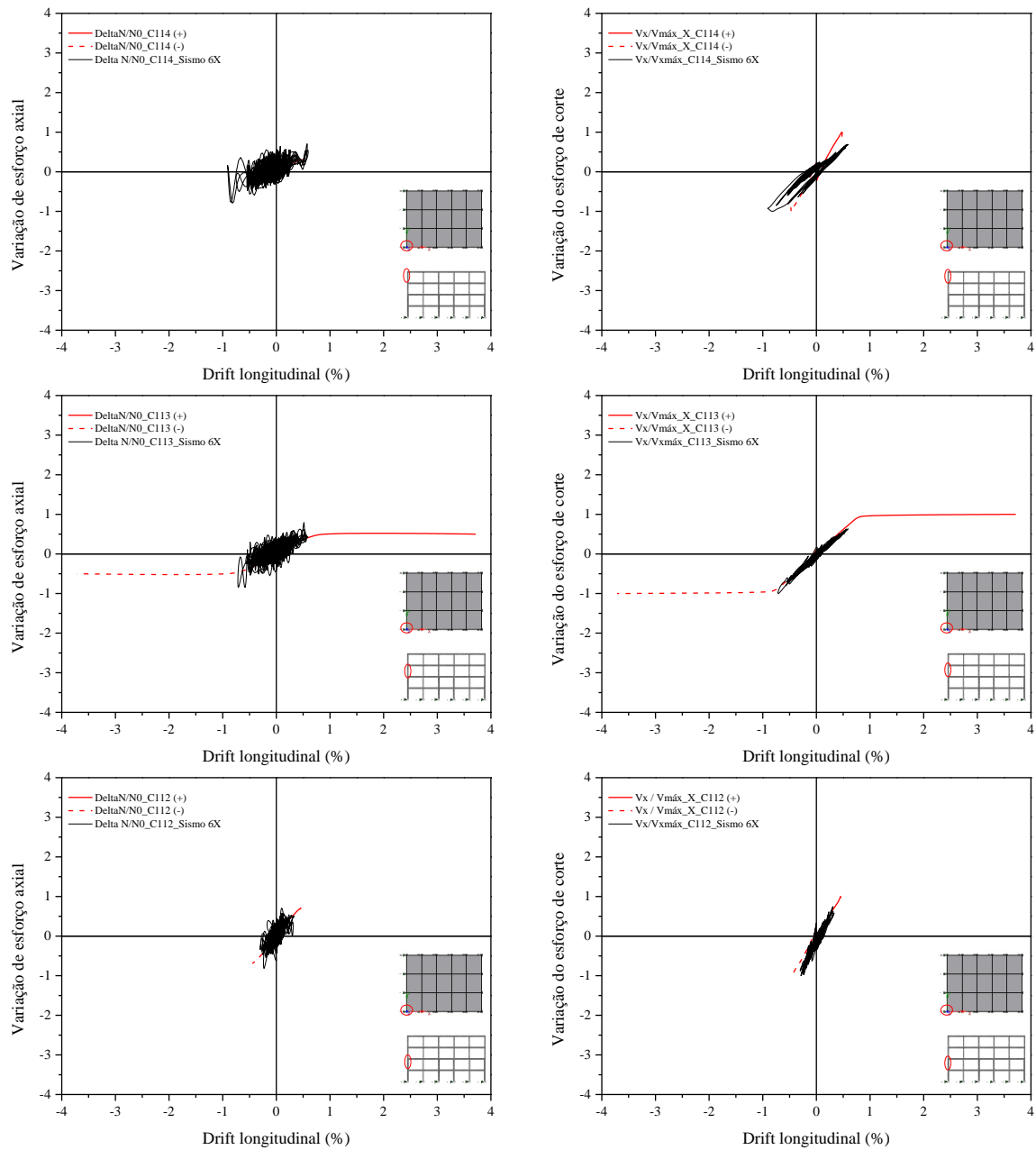
C 12. SISMO 6 – DIREÇÃO LONGITUDINAL

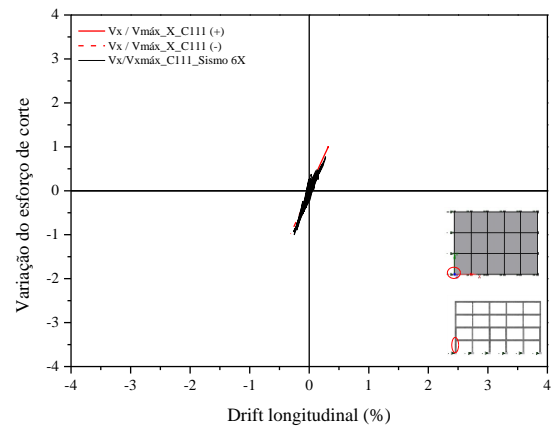
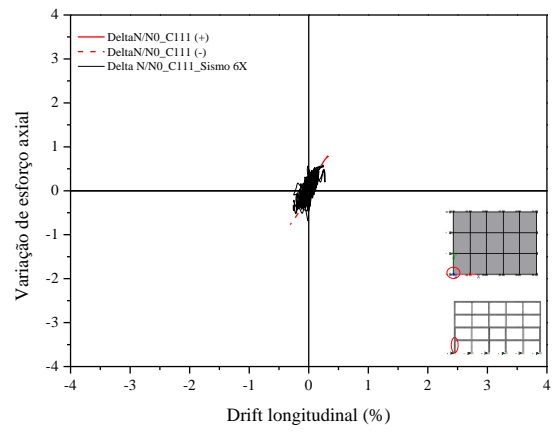
C 12.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



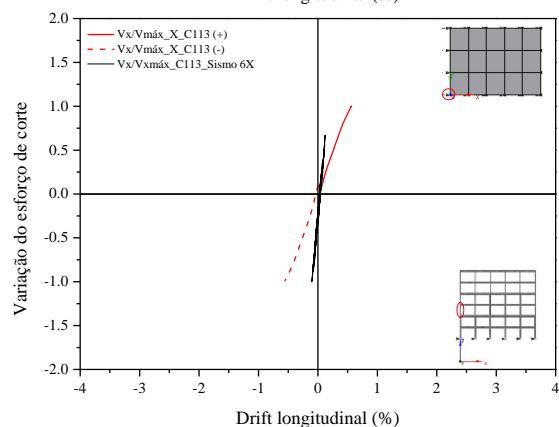
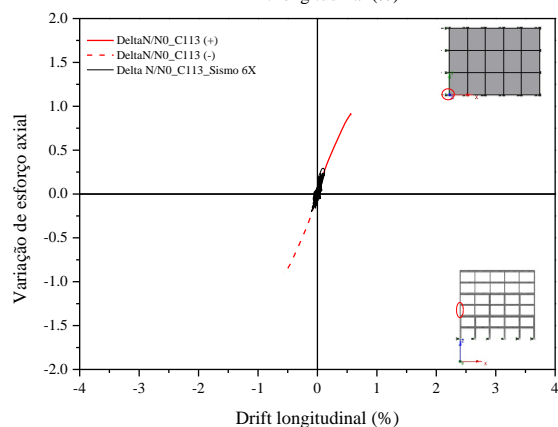
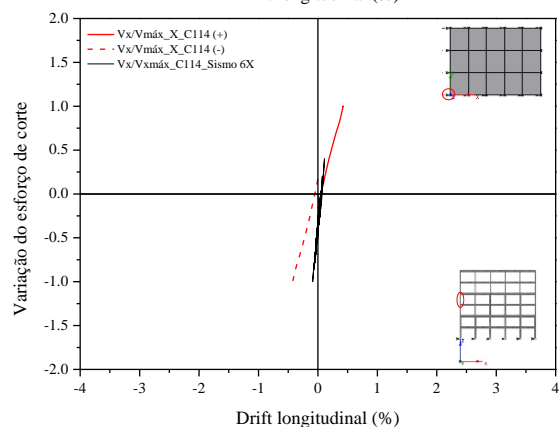
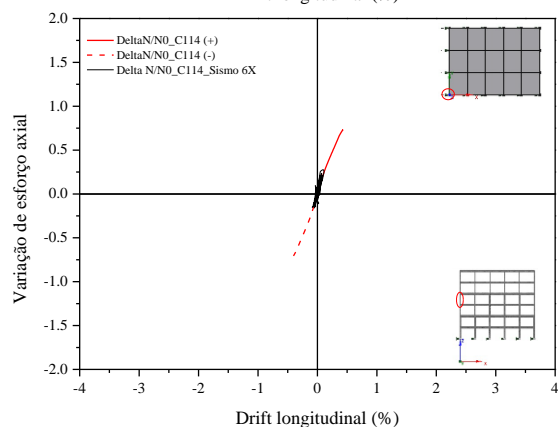
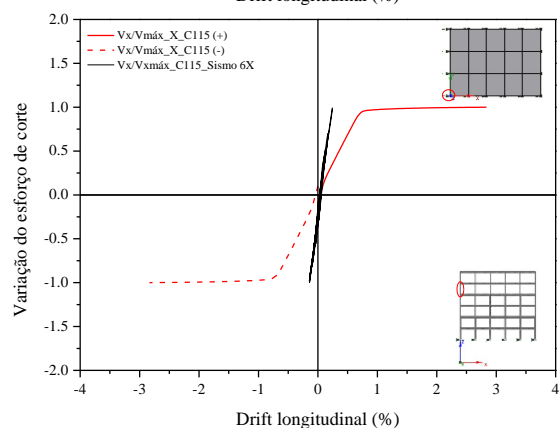
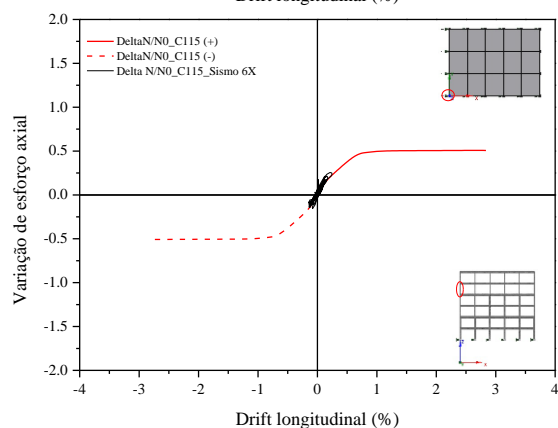
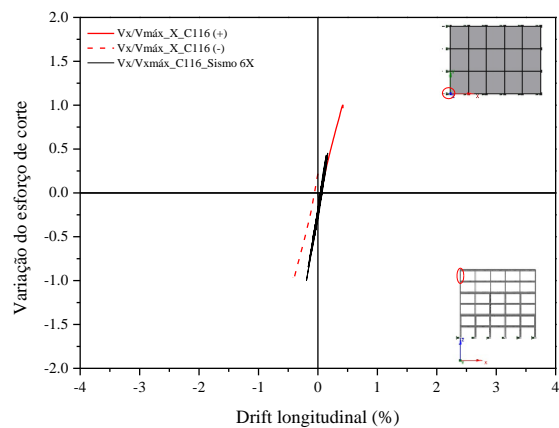
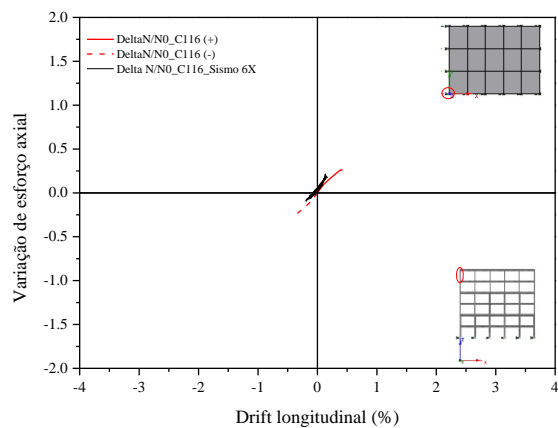


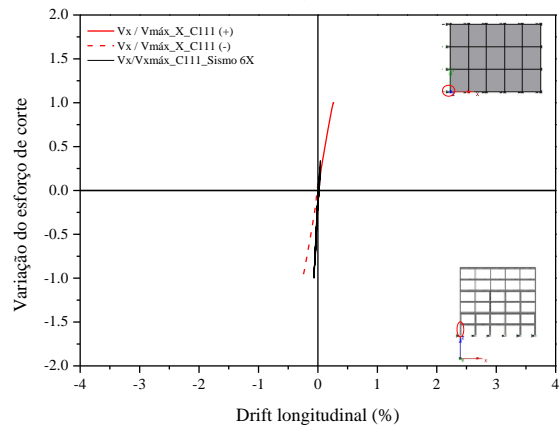
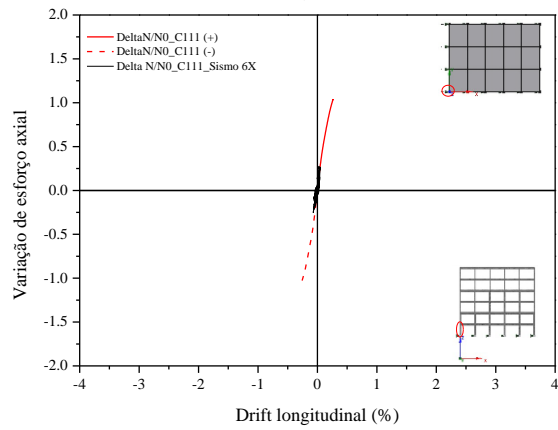
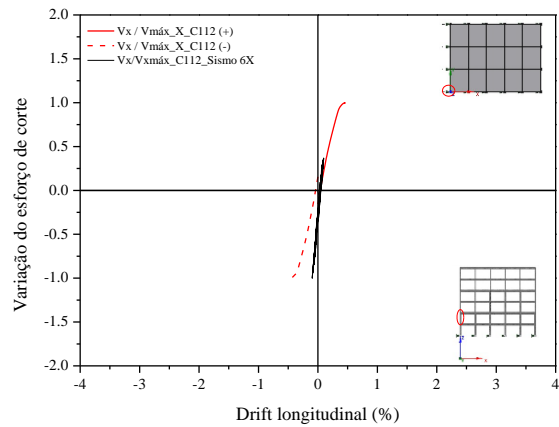
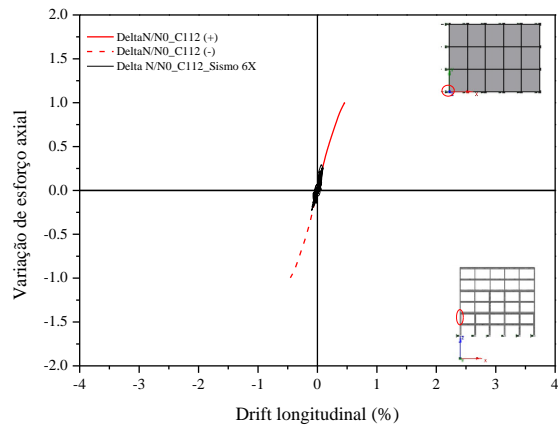
C 12.2. EDIFÍCIO PT4





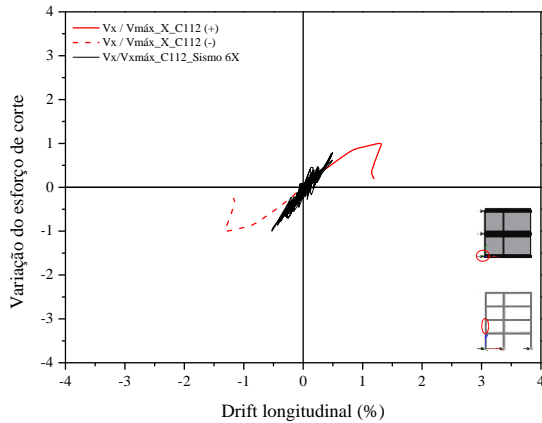
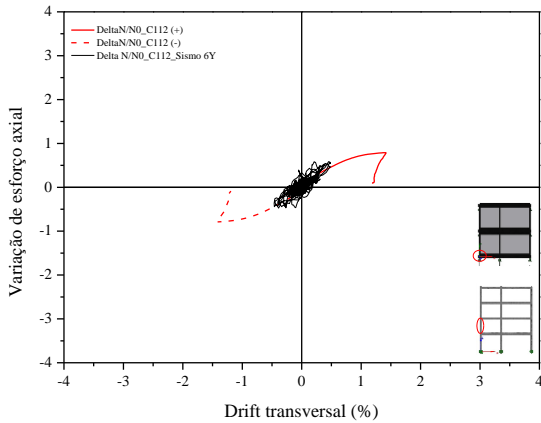
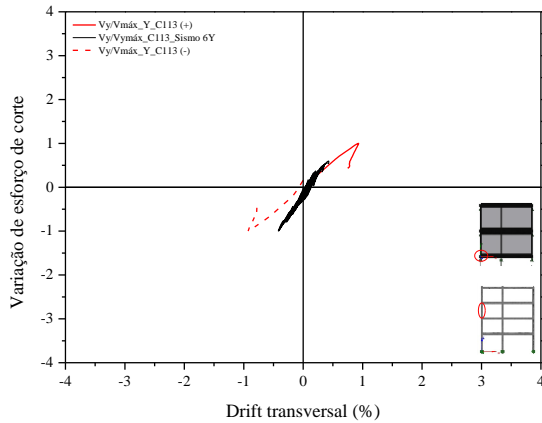
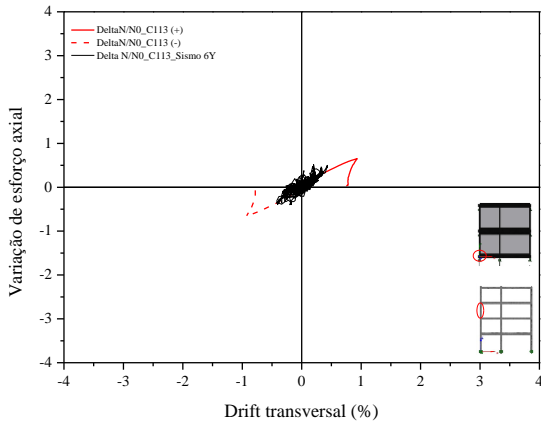
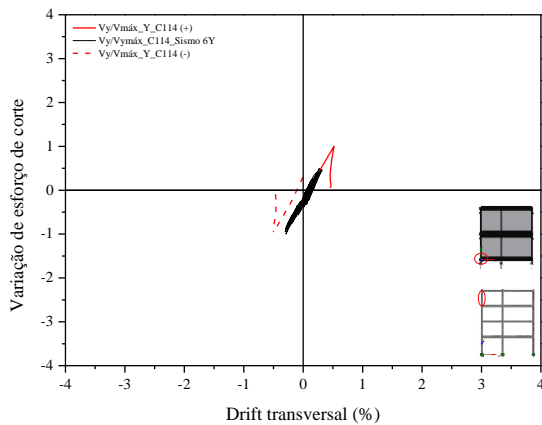
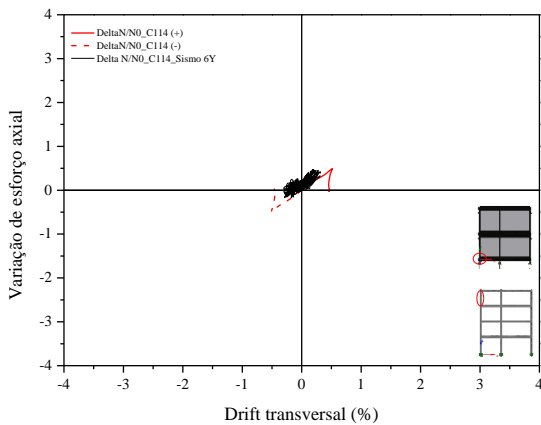
C 12.3. EDIFÍCIO PT6

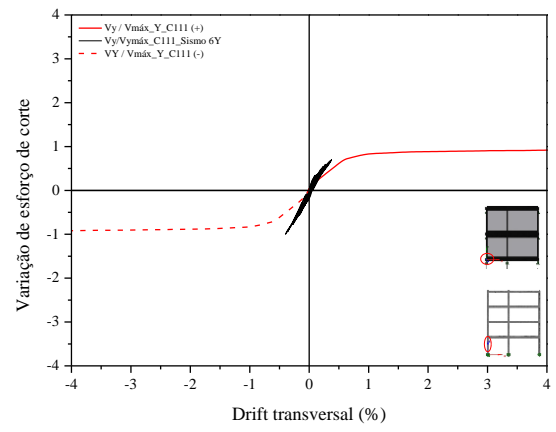
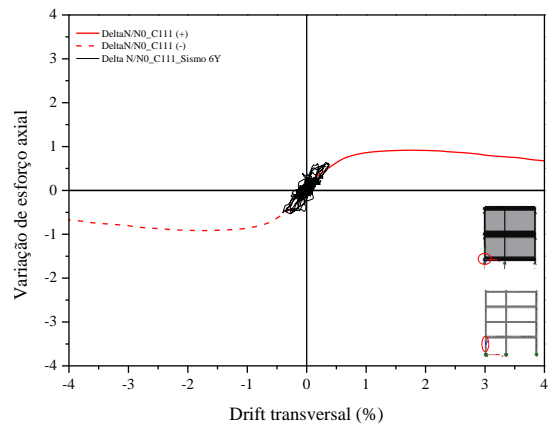




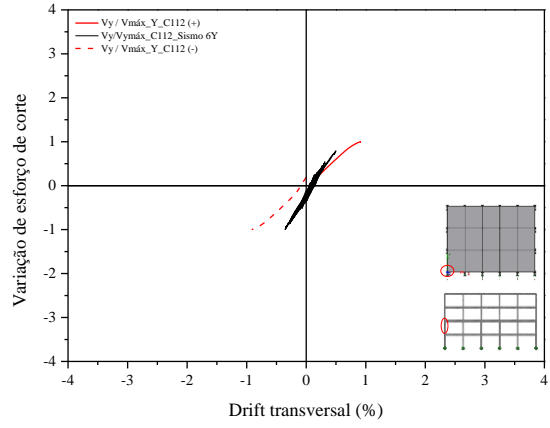
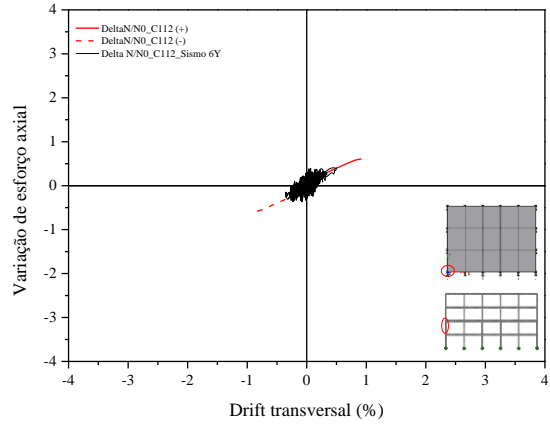
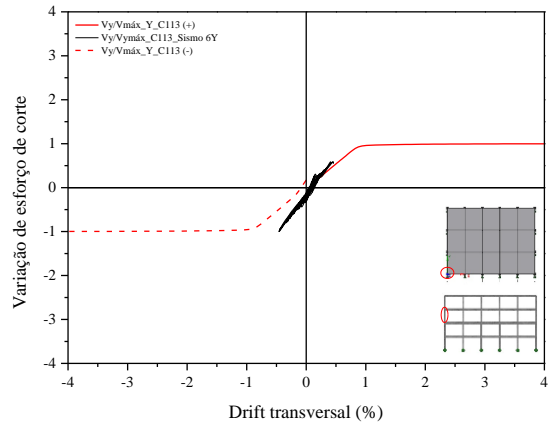
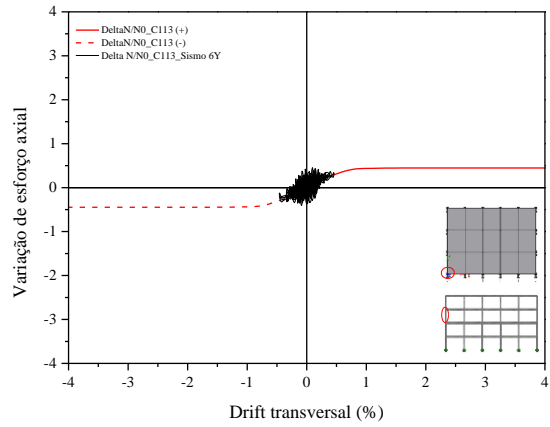
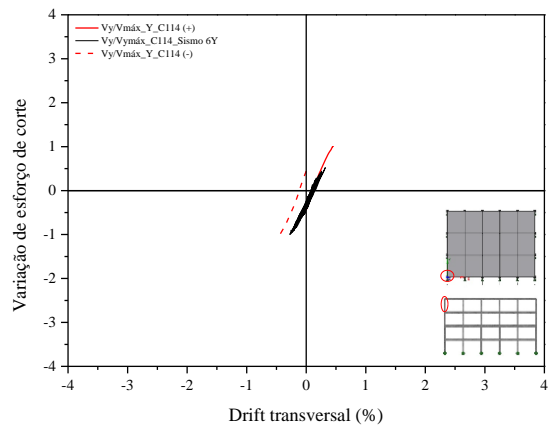
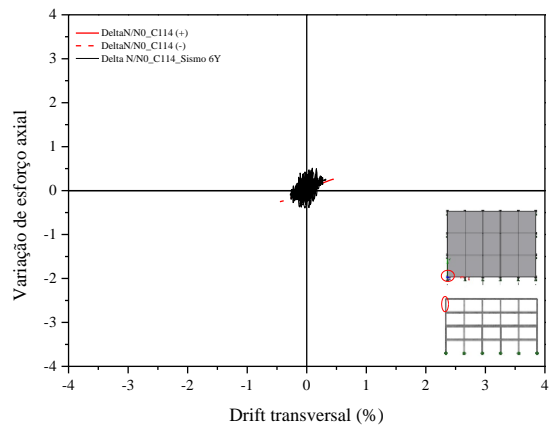
C 13. SISMO 6 – DIREÇÃO TRANSVERSAL

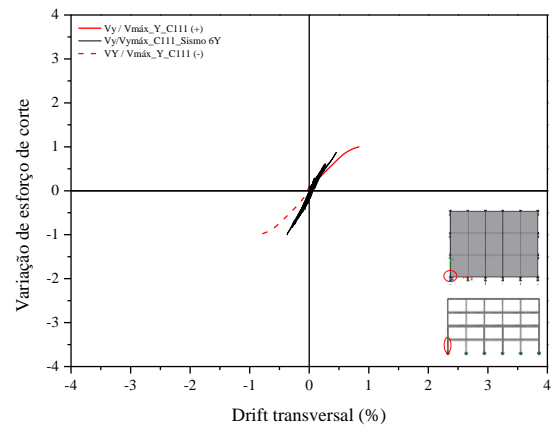
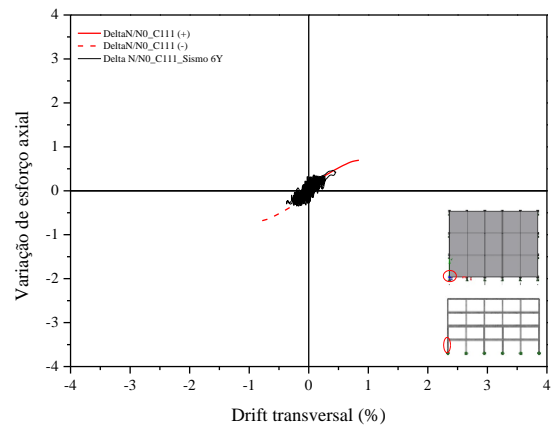
C 13.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



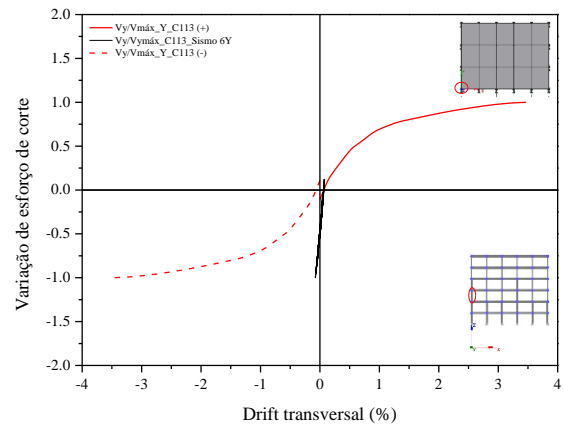
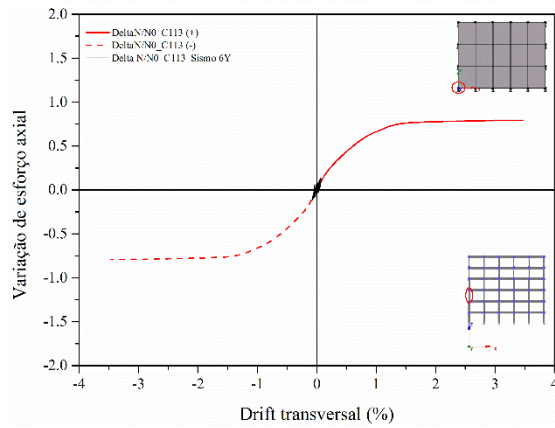
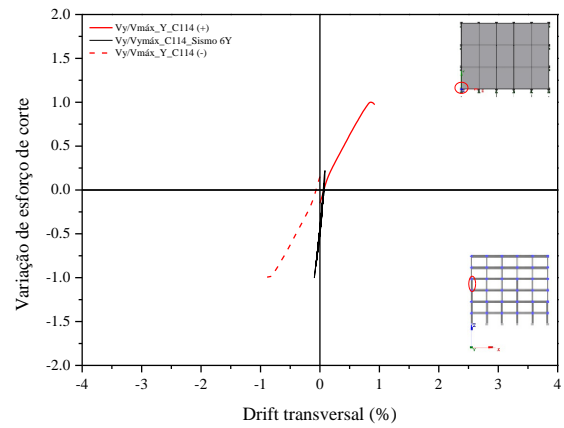
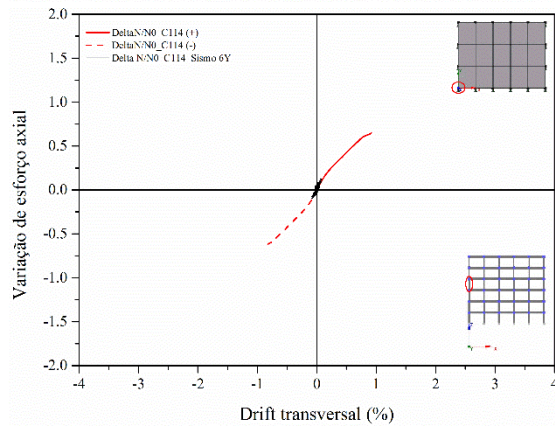
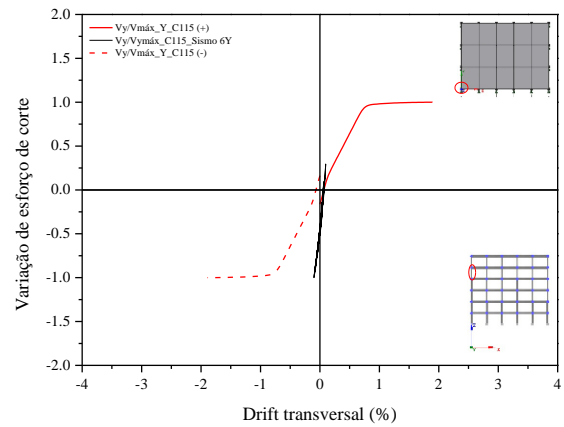
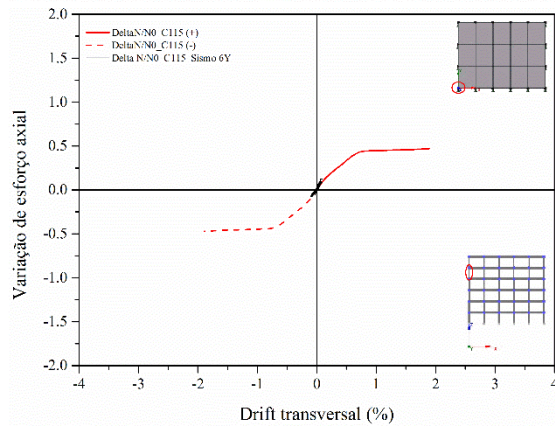
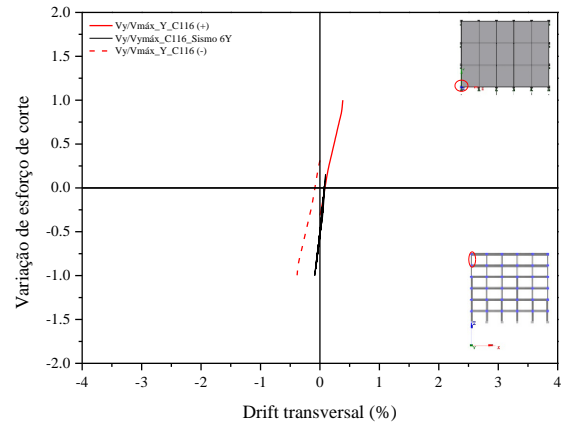
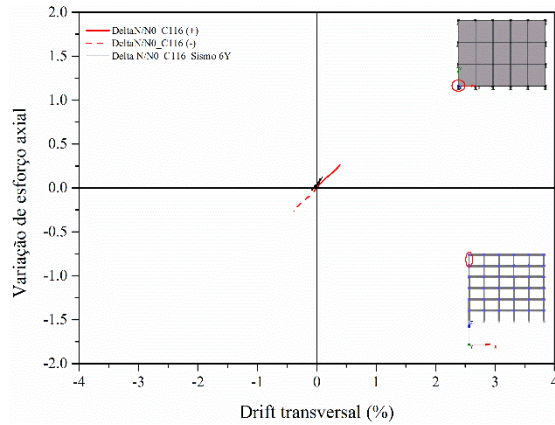


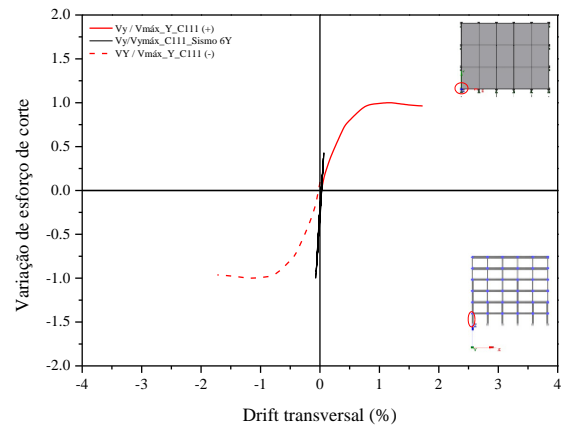
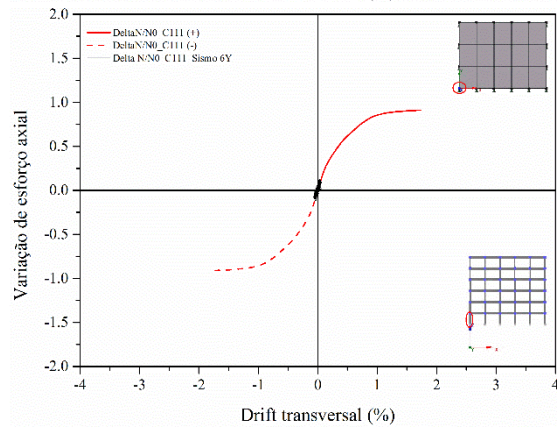
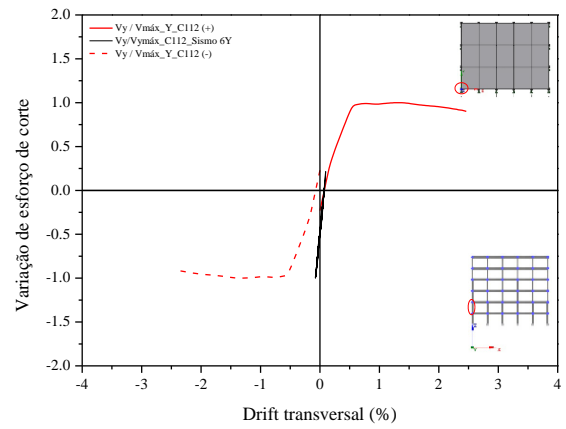
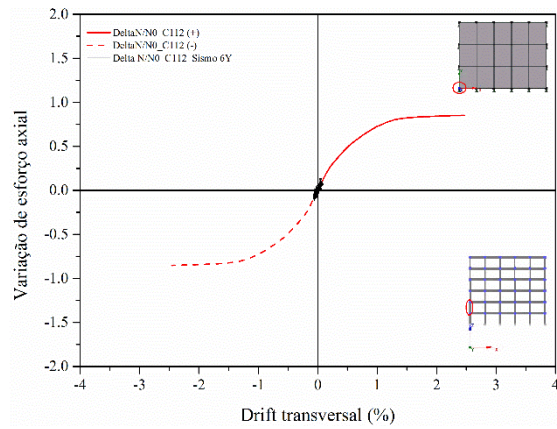
C 13.2. EDIFÍCIO PT4





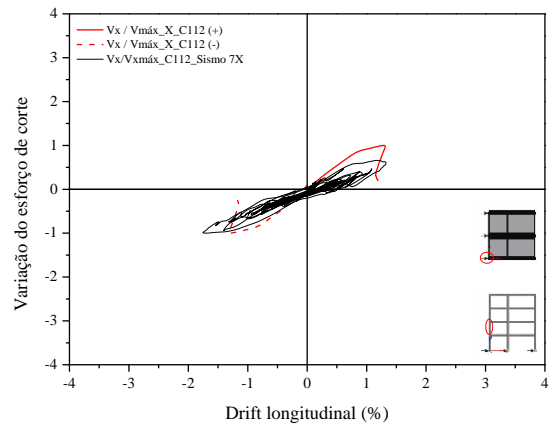
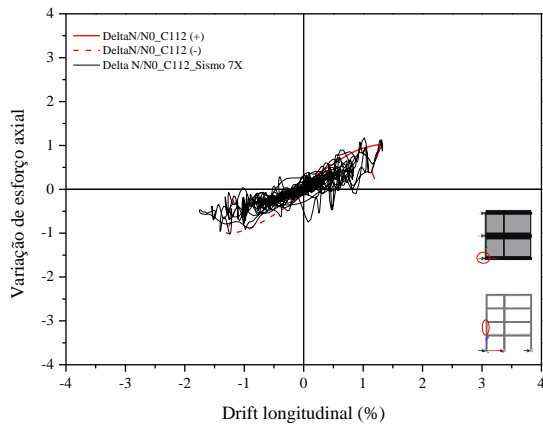
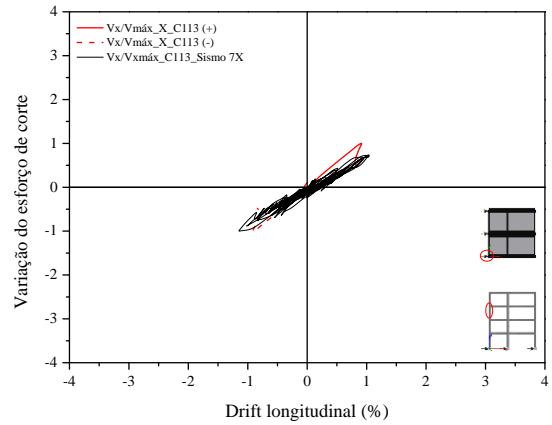
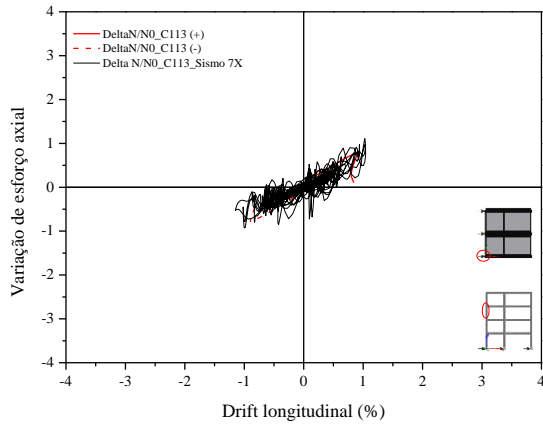
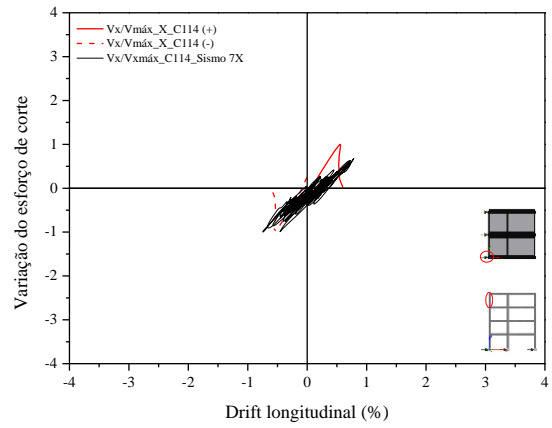
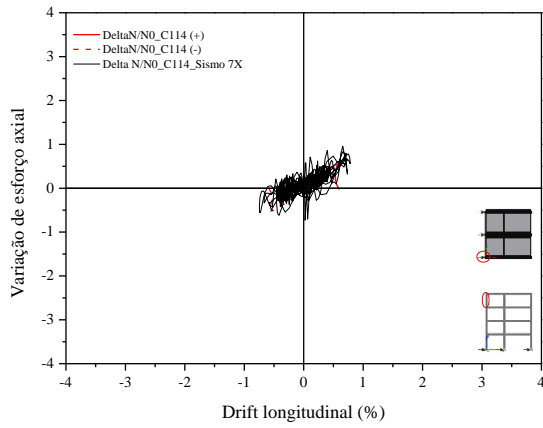
C 13.3. EDIFÍCIO PT6

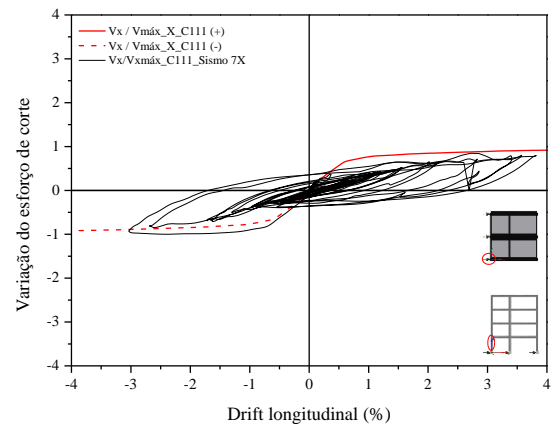
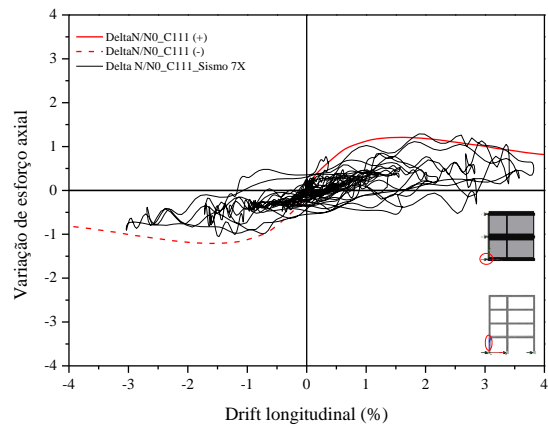




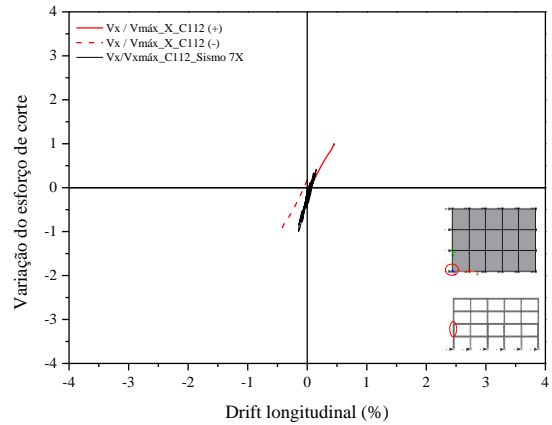
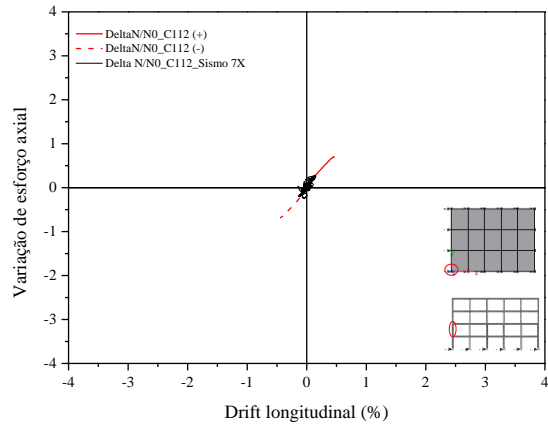
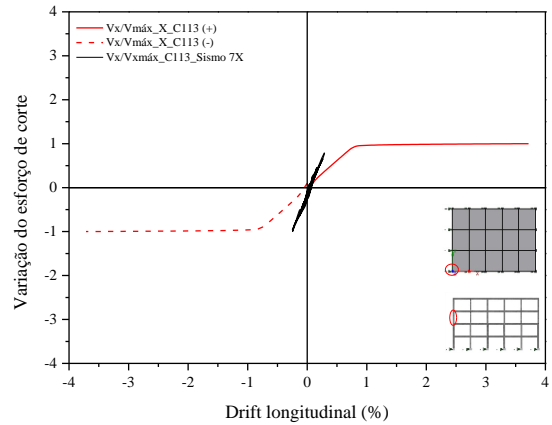
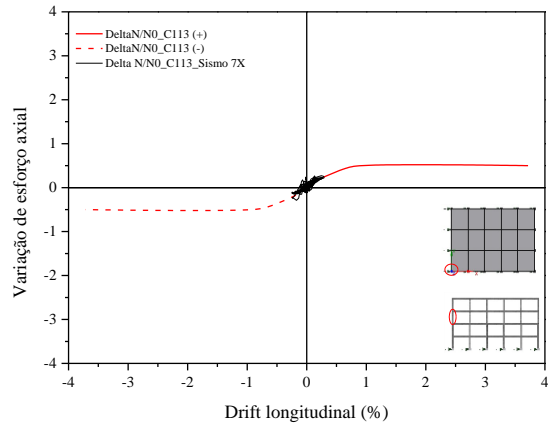
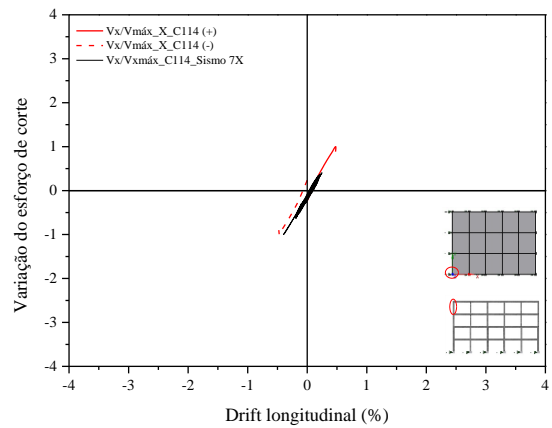
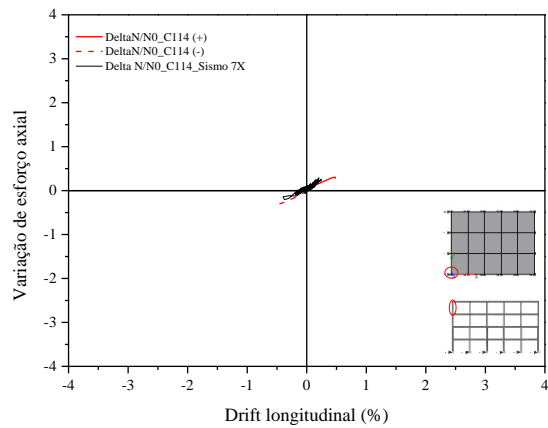
C 14. SISMO 7 – DIREÇÃO LONGITUDINAL

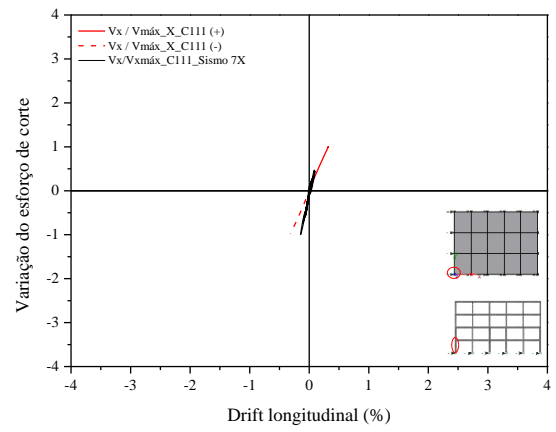
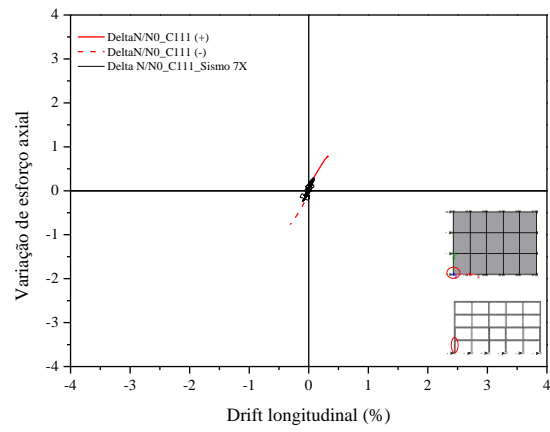
C 14.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



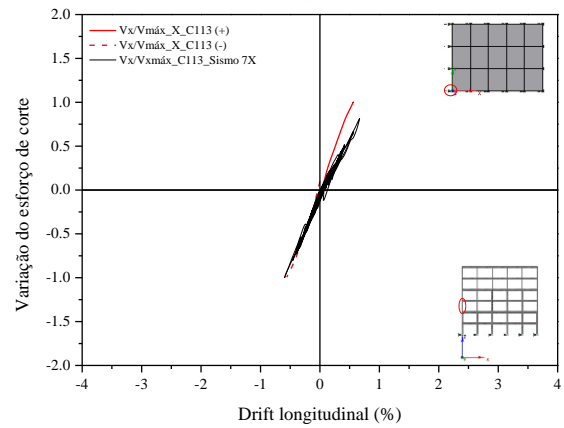
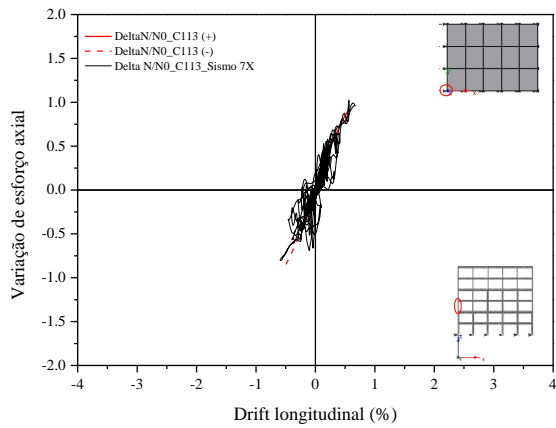
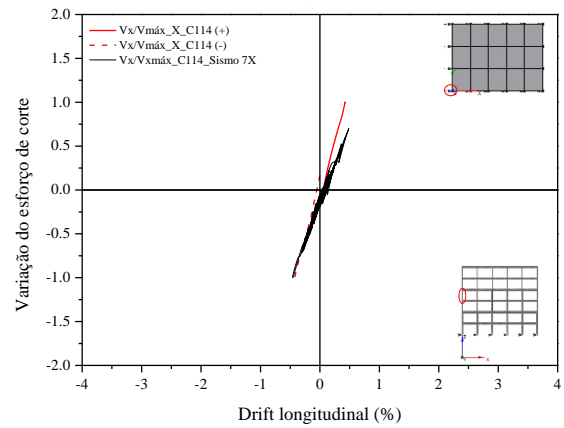
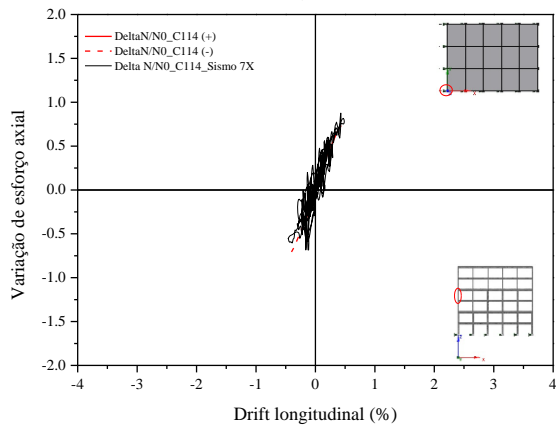
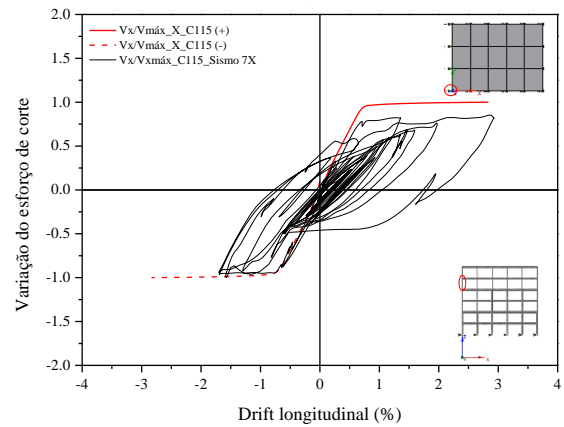
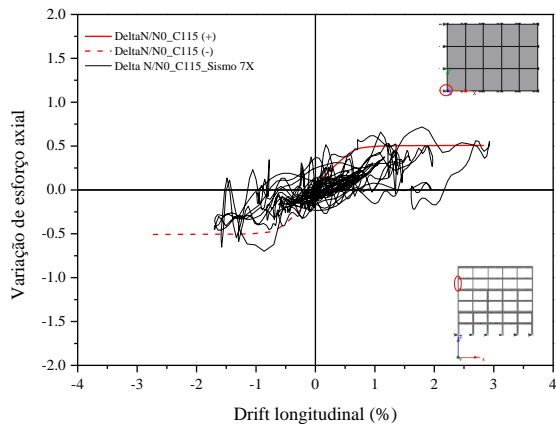
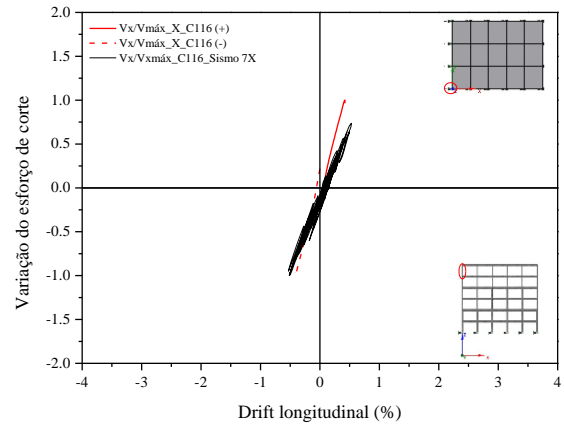
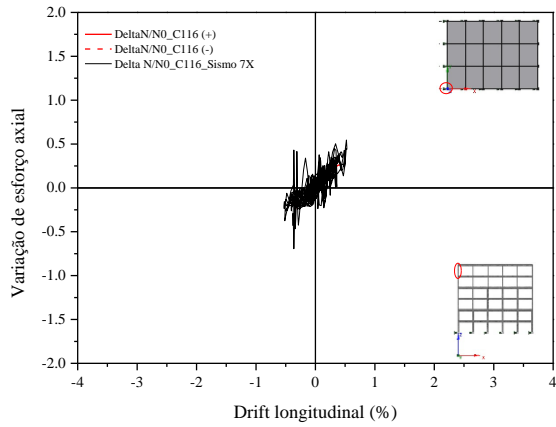


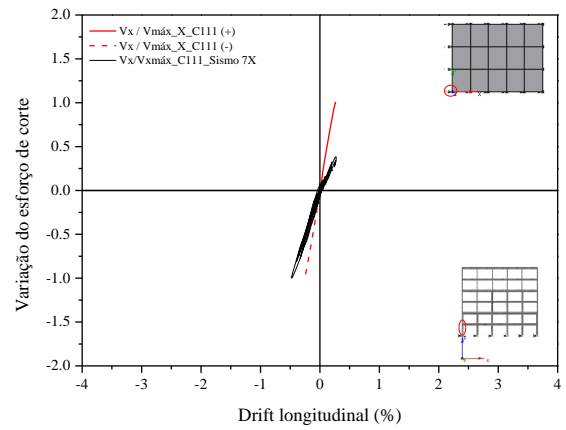
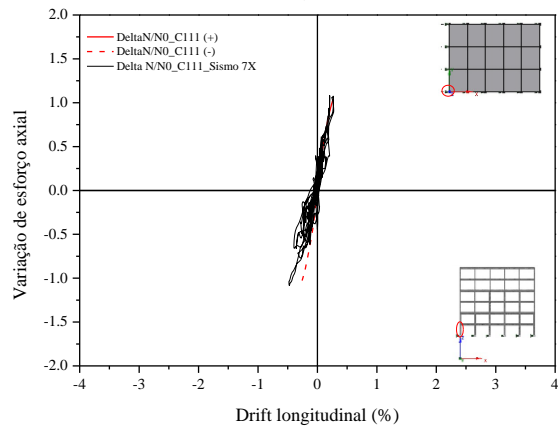
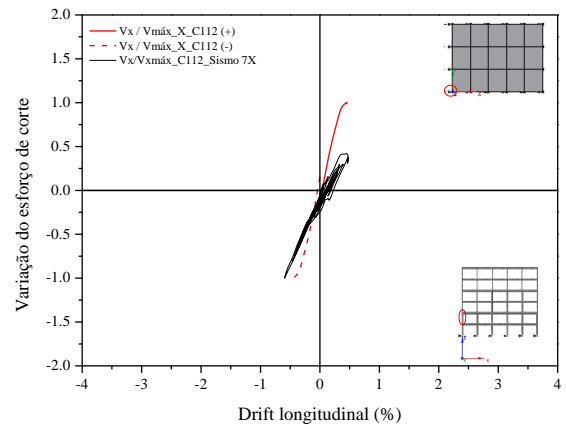
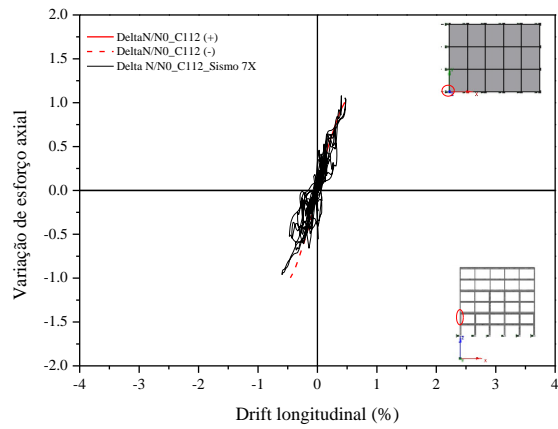
C 14.2. EDIFÍCIO PT4





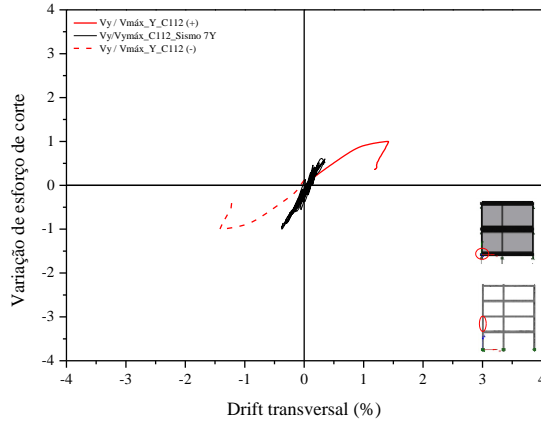
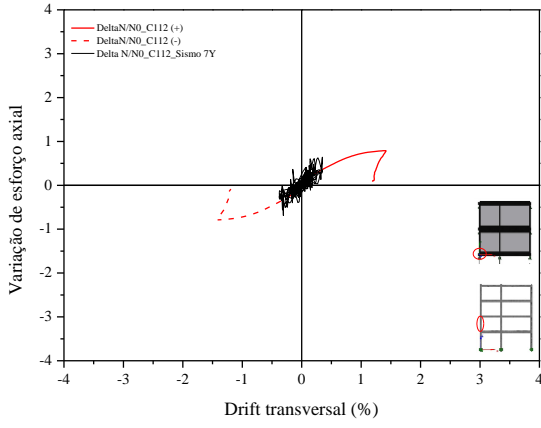
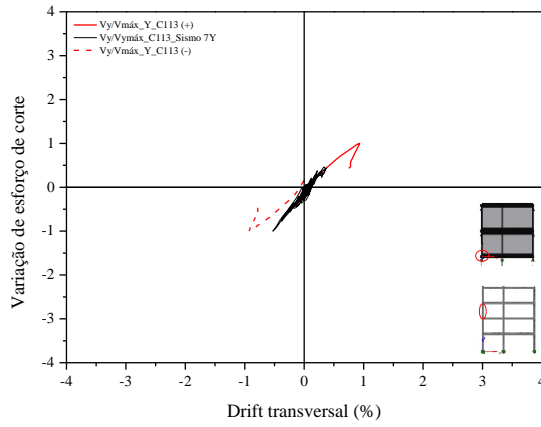
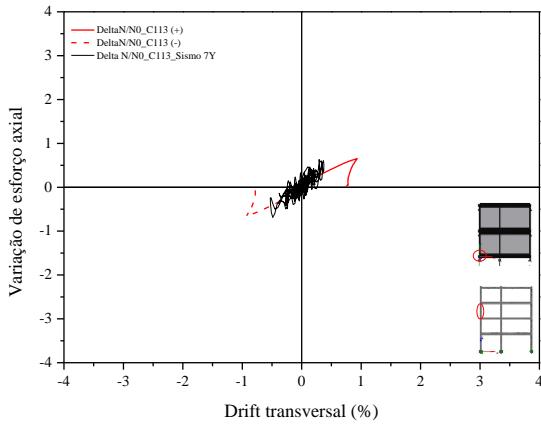
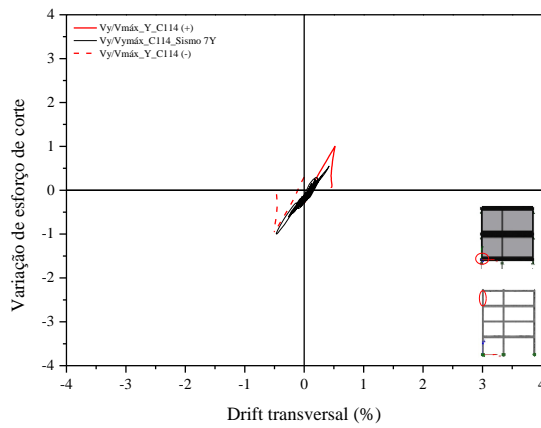
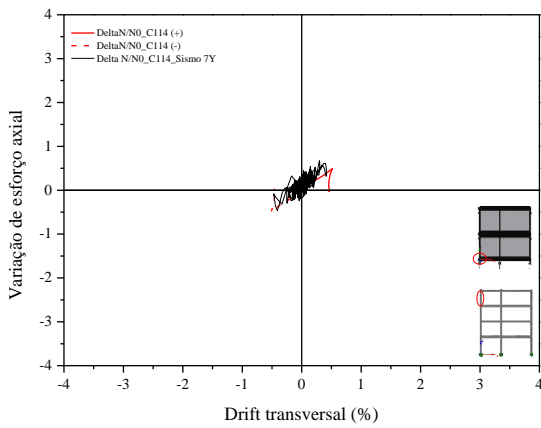
C 14.3. EDIFÍCIO PT6

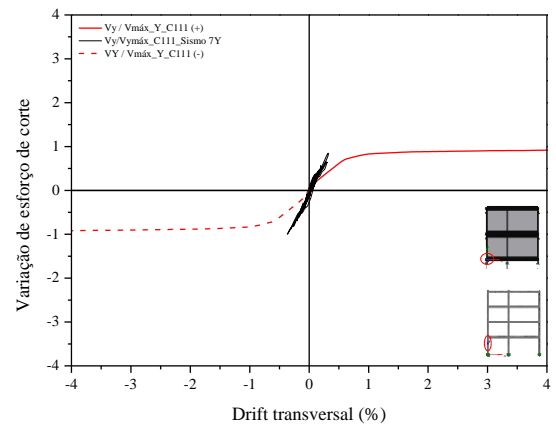
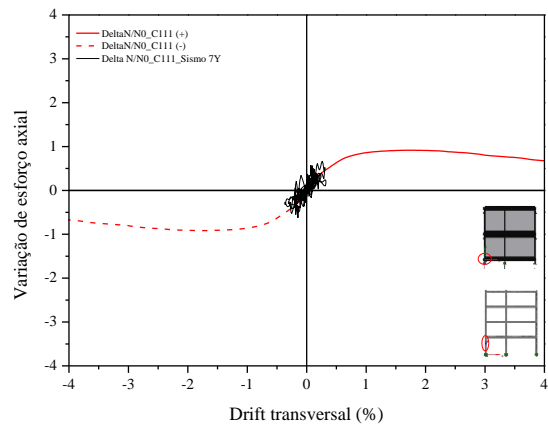




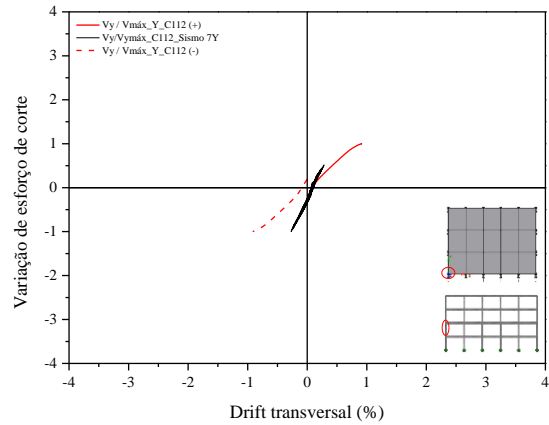
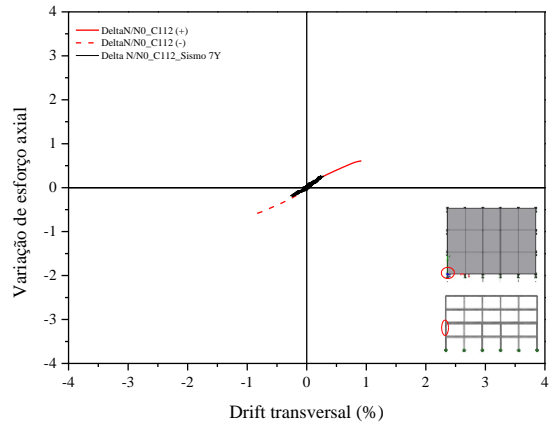
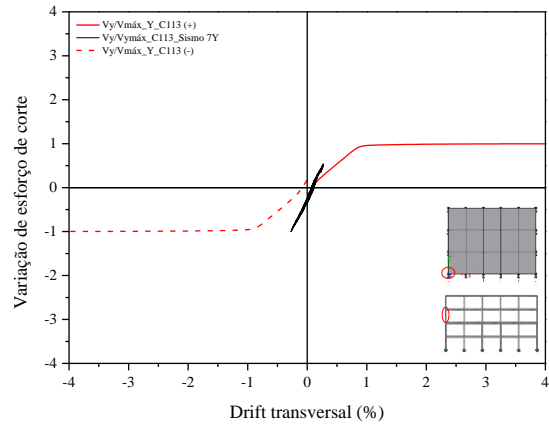
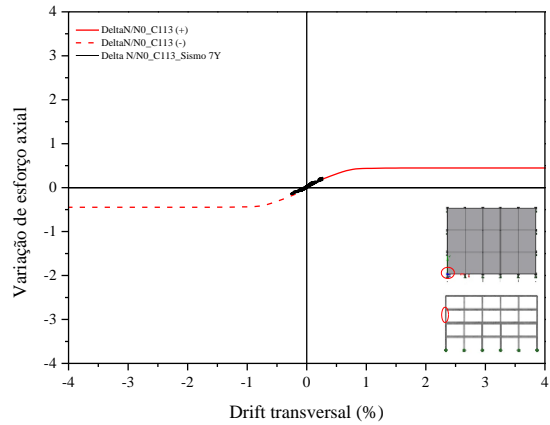
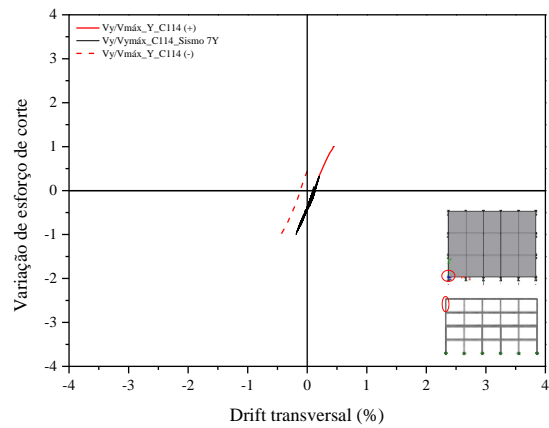
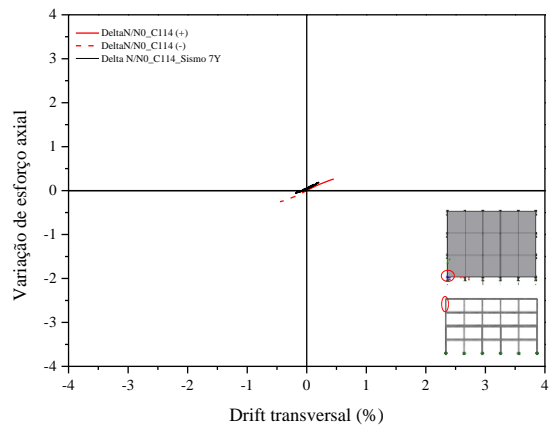
C 15. SISMO 7 – DIREÇÃO TRANSVERSAL

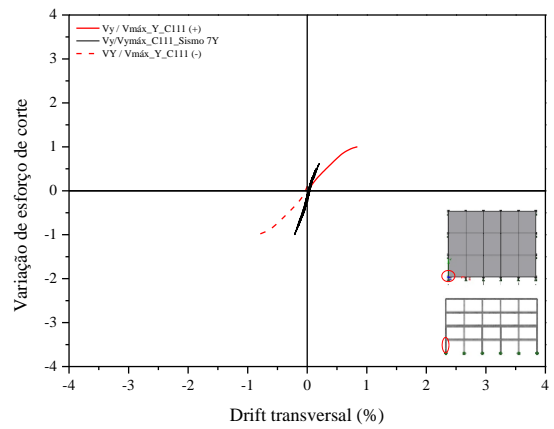
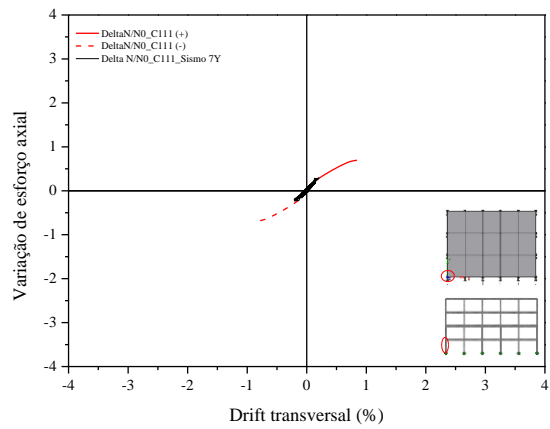
C 15.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



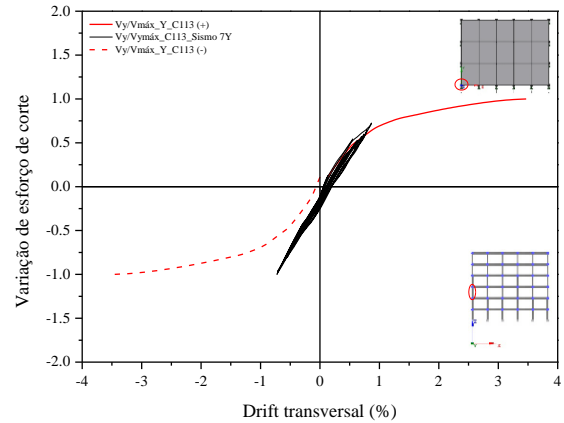
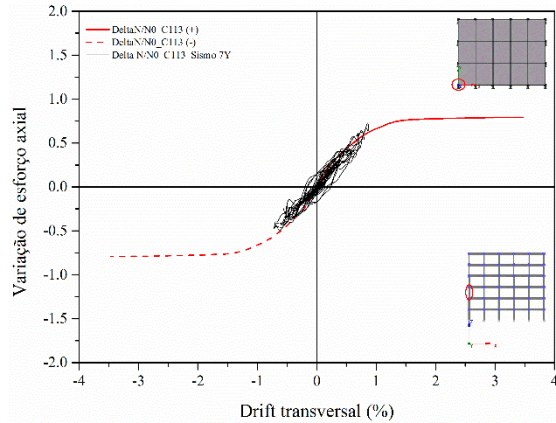
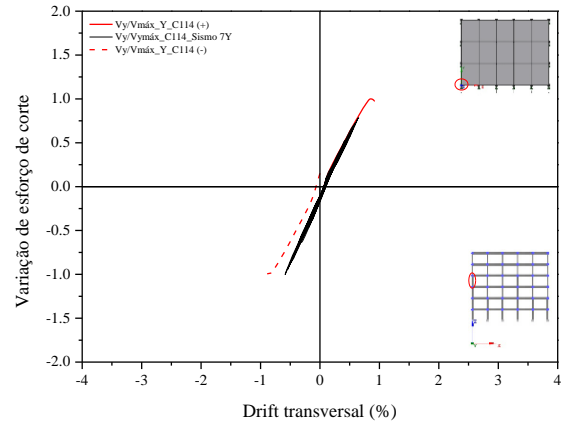
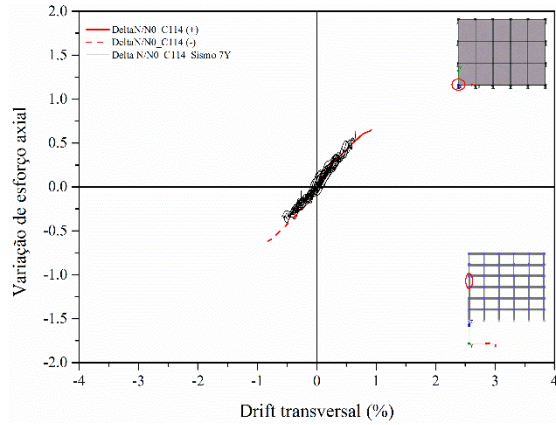
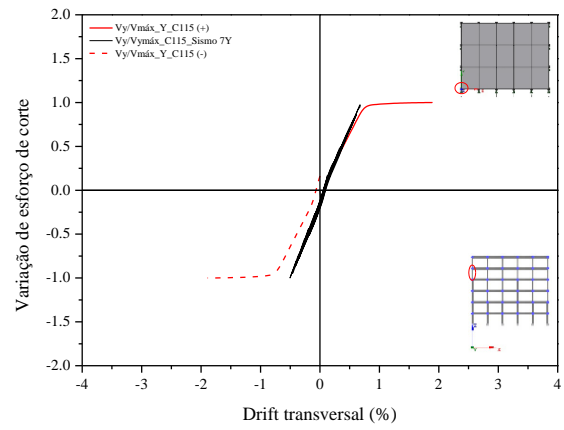
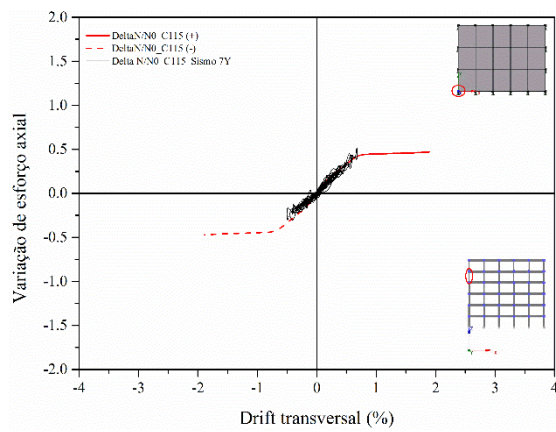
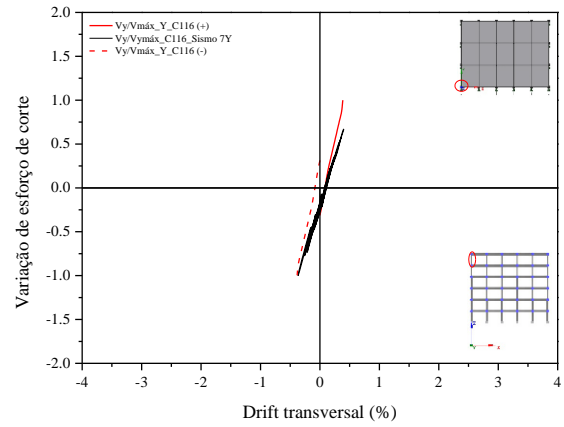
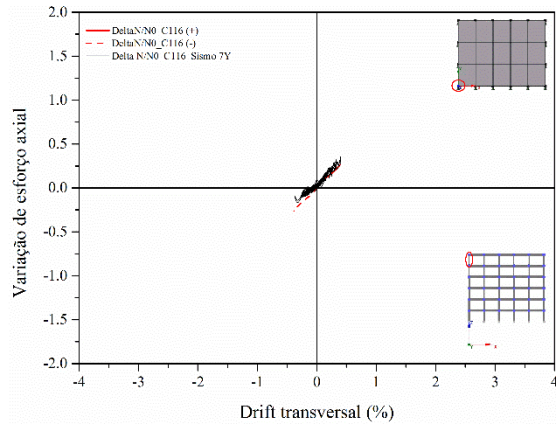


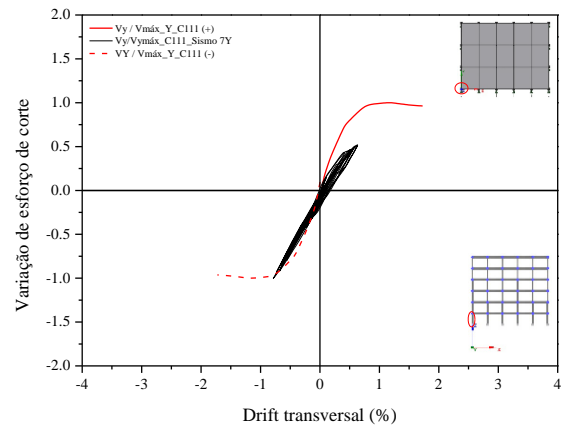
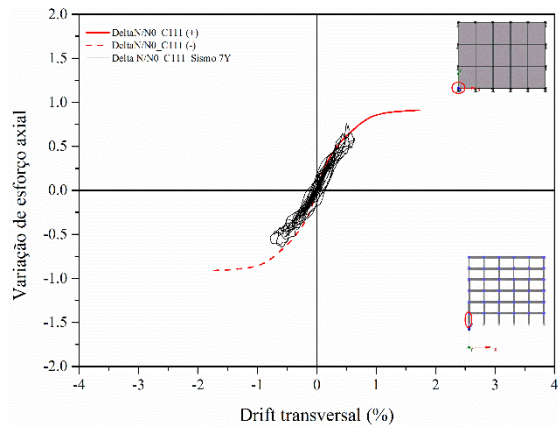
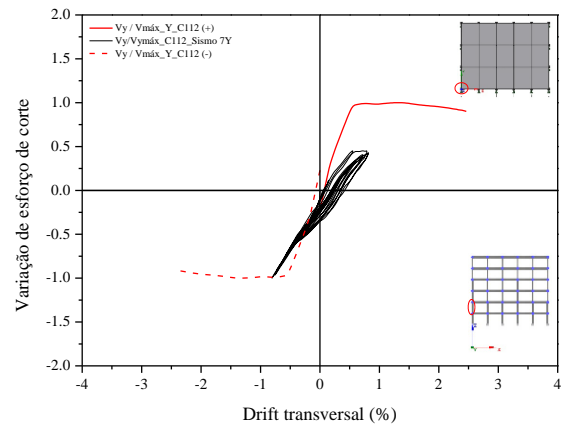
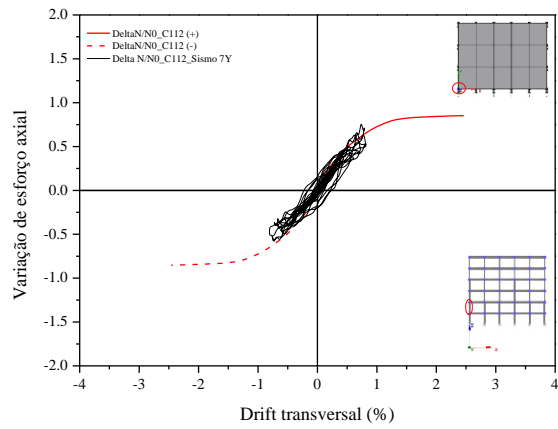
C 15.2. EDIFÍCIO PT4





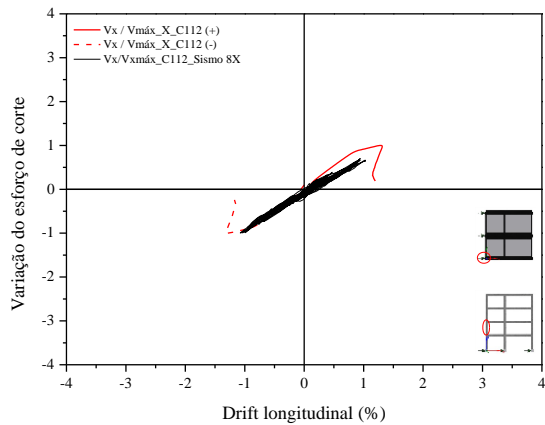
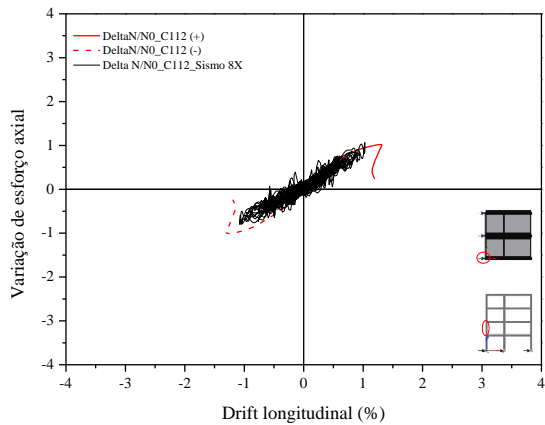
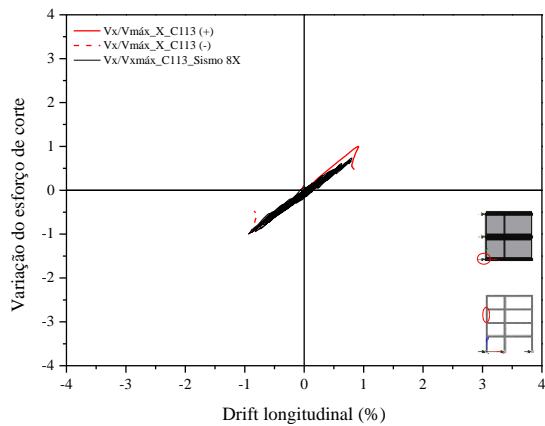
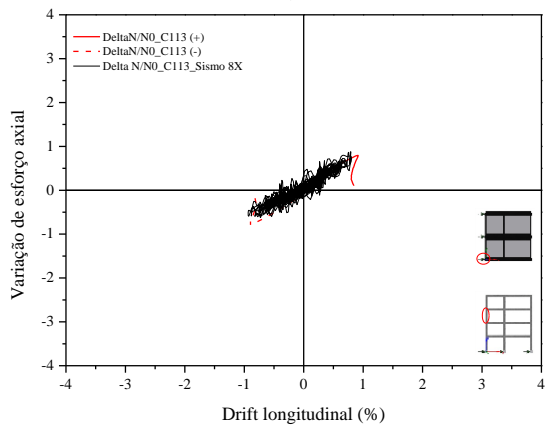
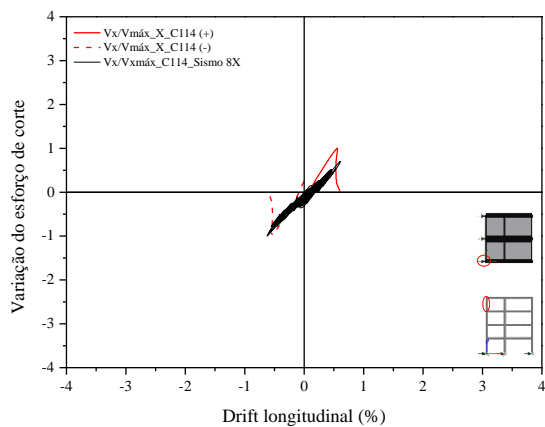
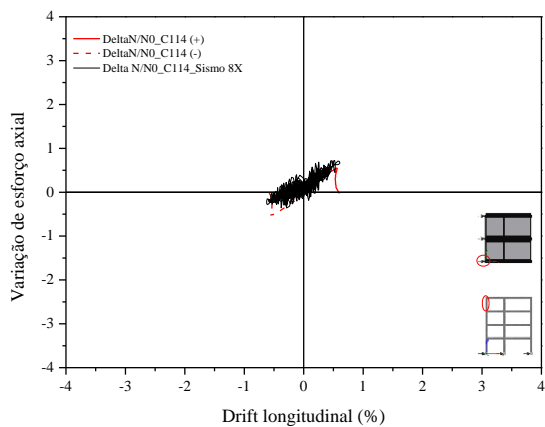
C 15.3. EDIFÍCIO PT6

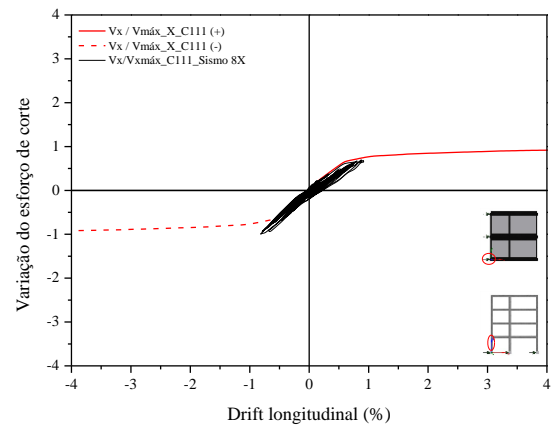
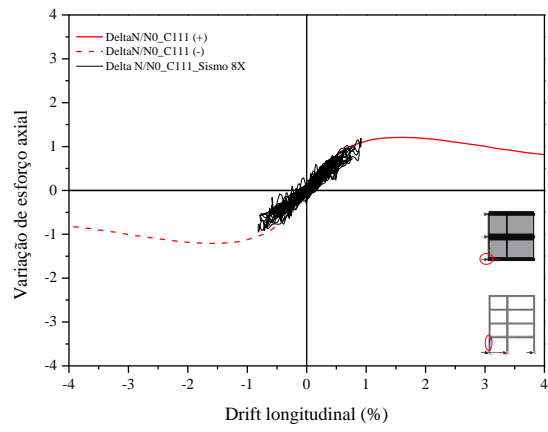




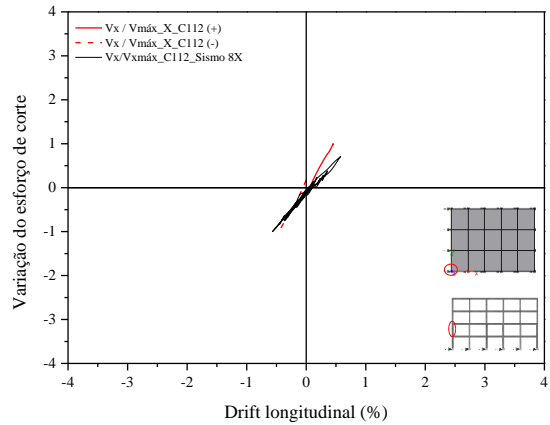
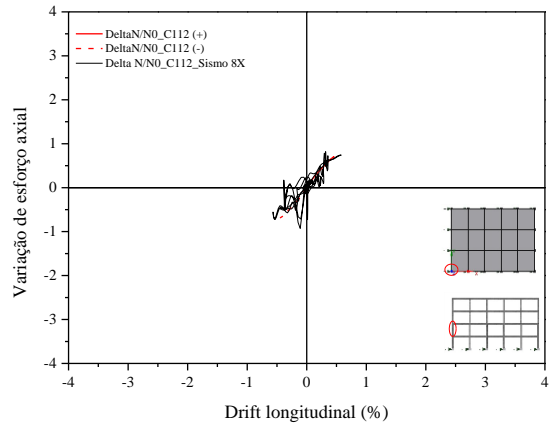
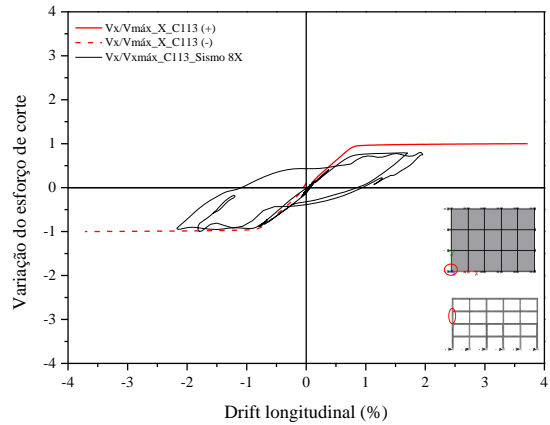
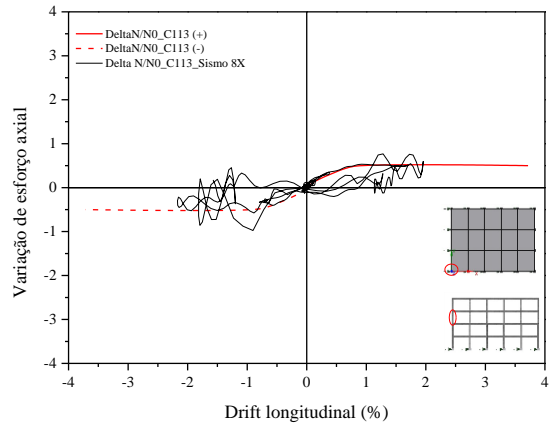
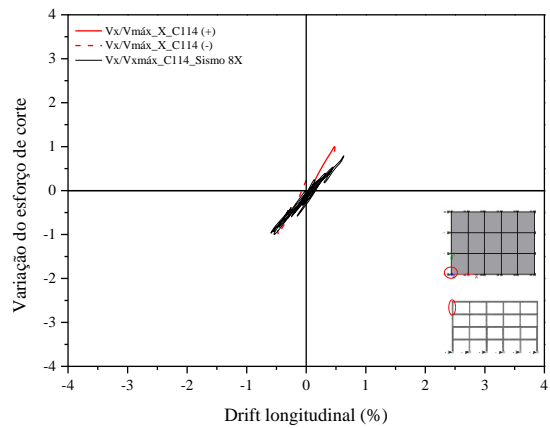
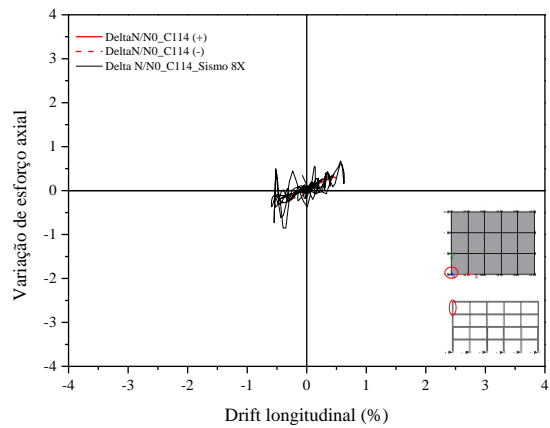
C 16. SISMO 8 – DIREÇÃO LONGITUDINAL

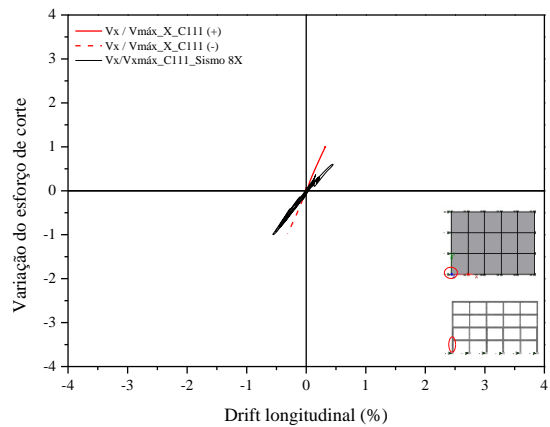
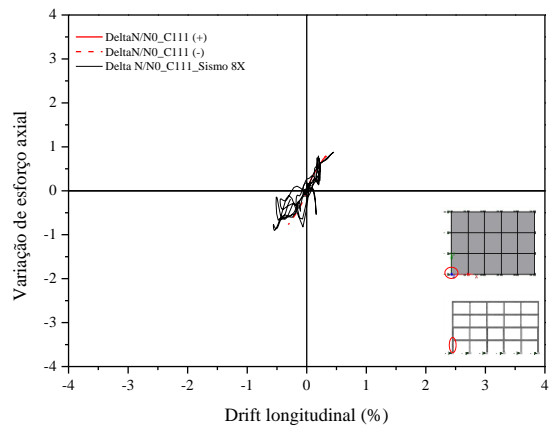
C 16.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



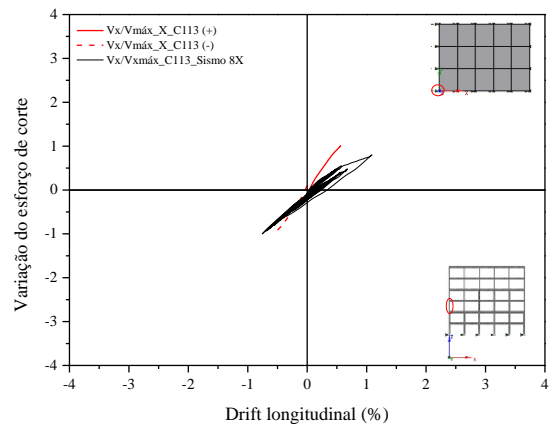
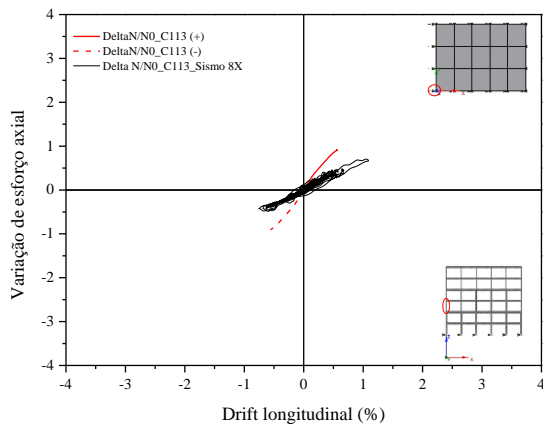
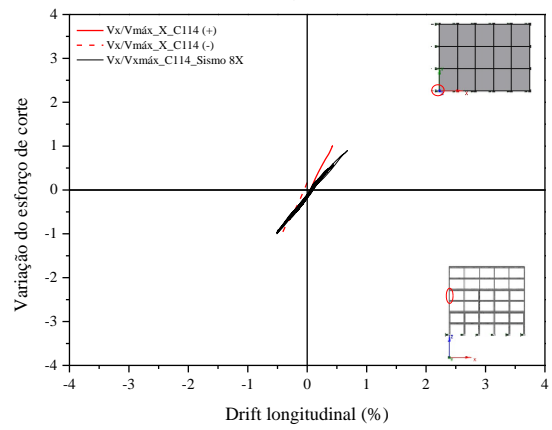
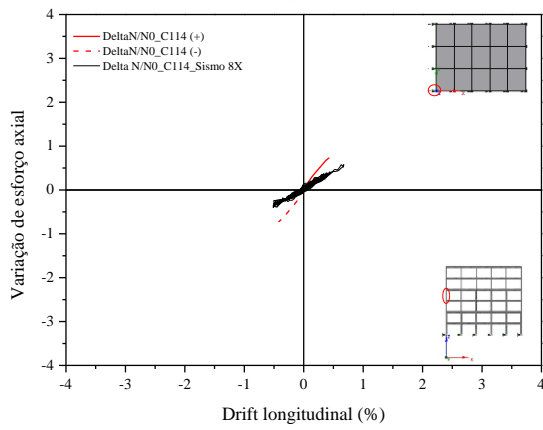
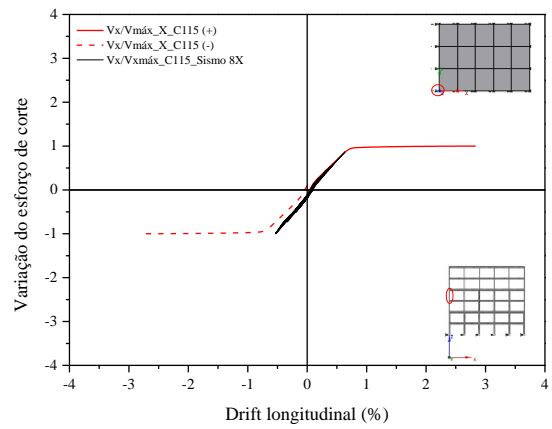
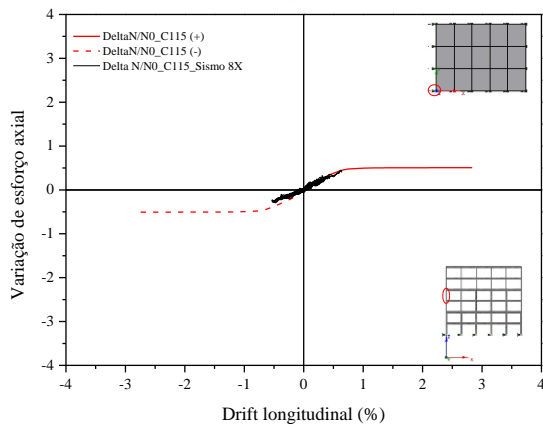
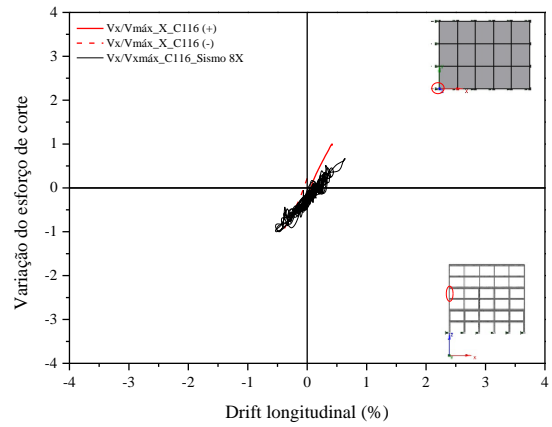
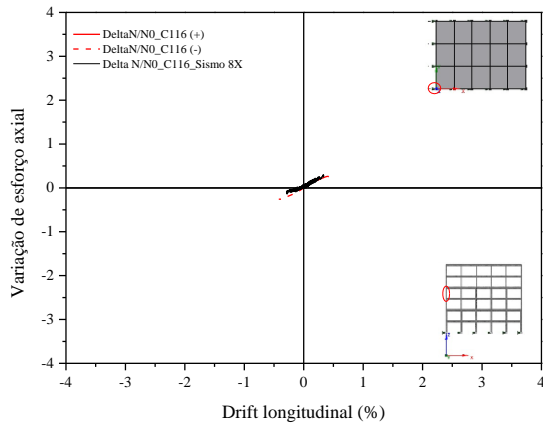


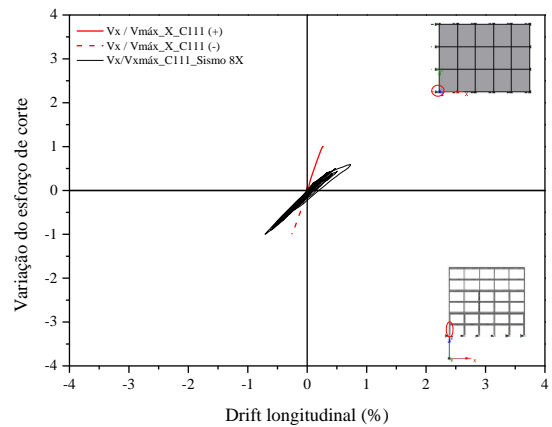
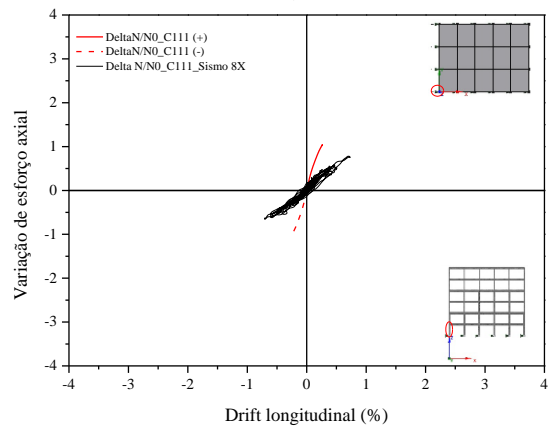
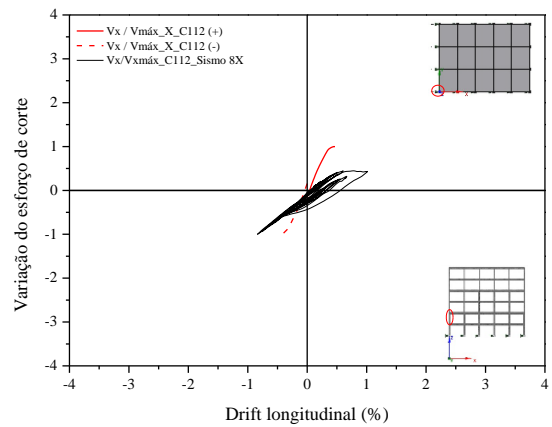
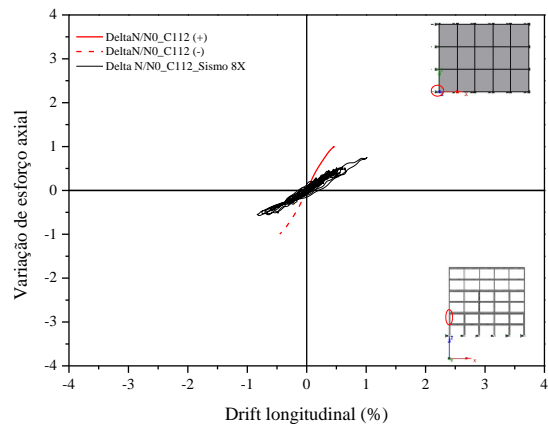
C 16.2. EDIFÍCIO PT4





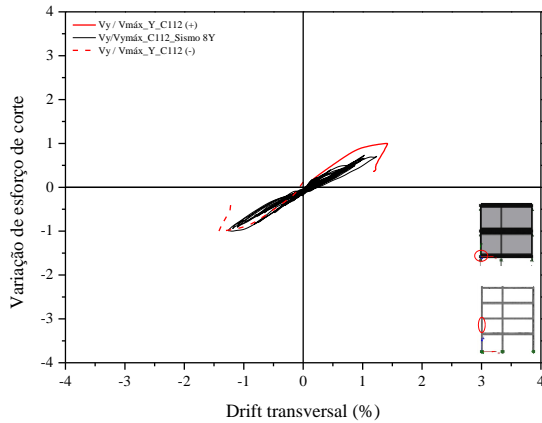
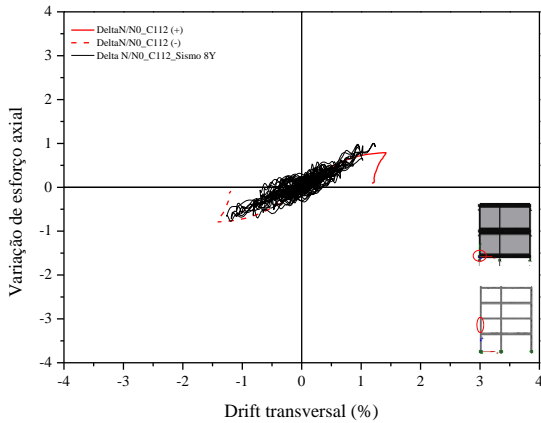
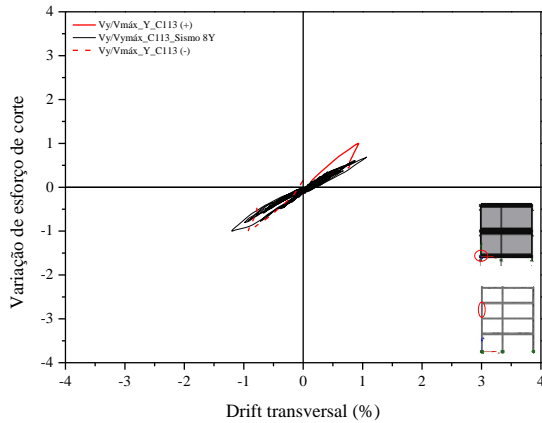
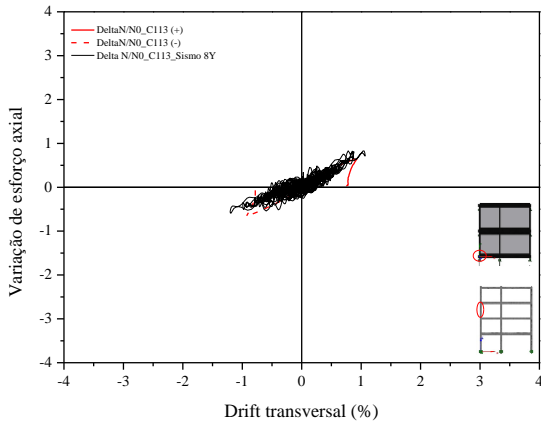
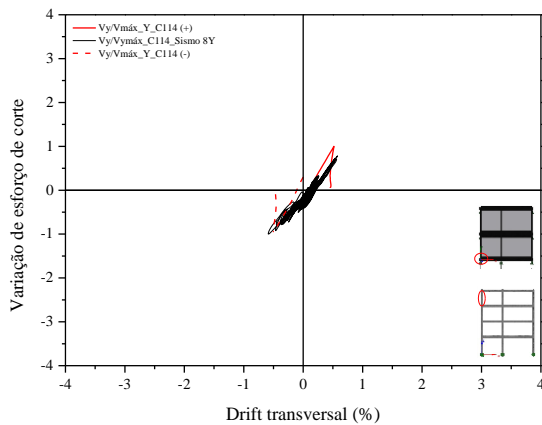
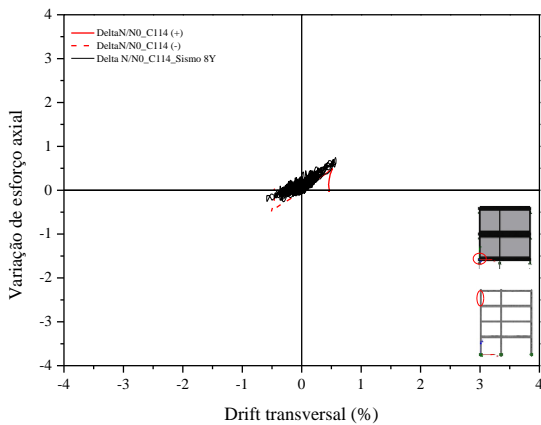
C 16.3. EDIFÍCIO PT6

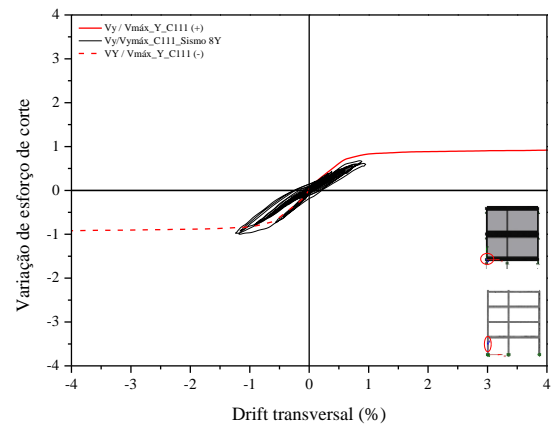
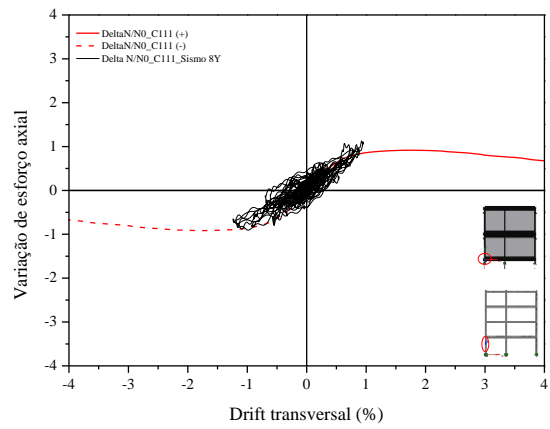




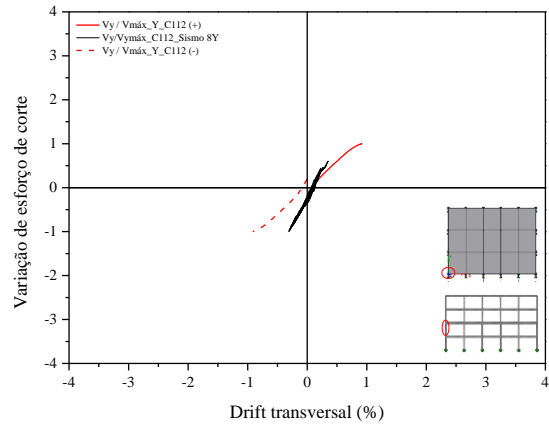
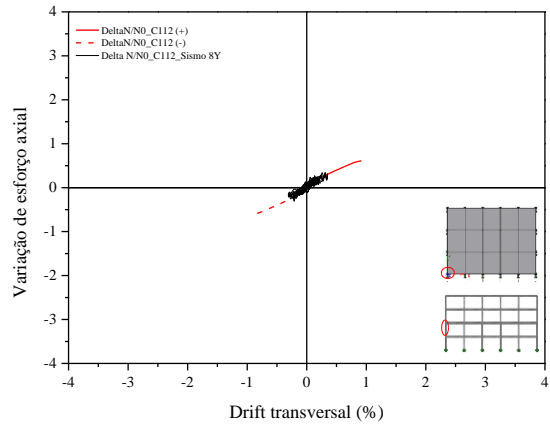
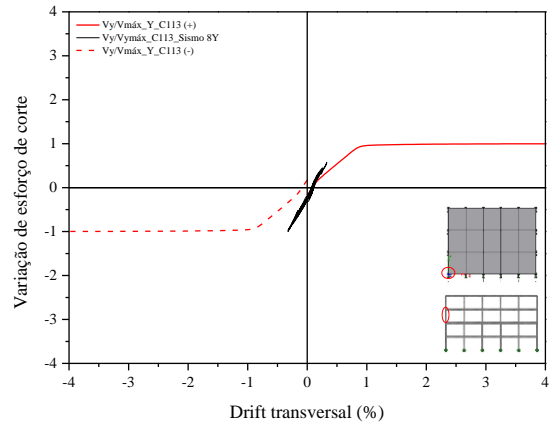
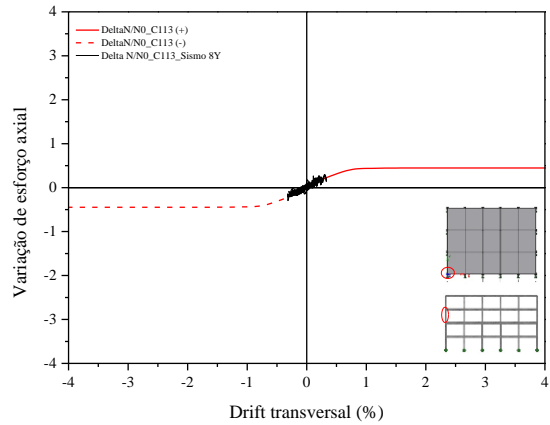
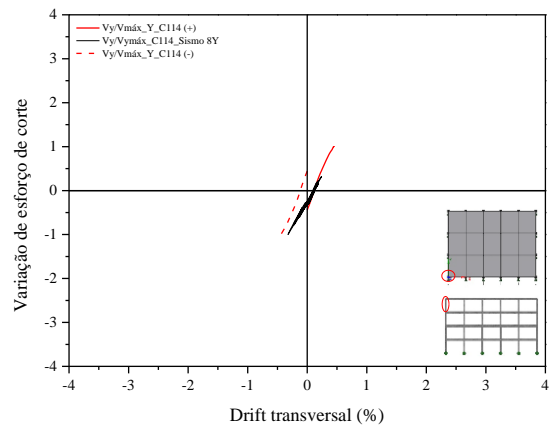
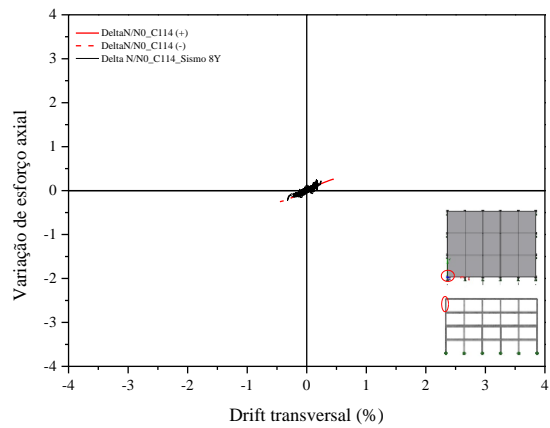
C 17. SISMO 8 – DIREÇÃO TRANSVERSAL

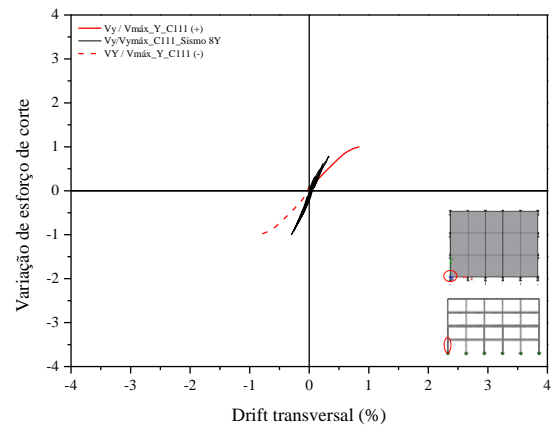
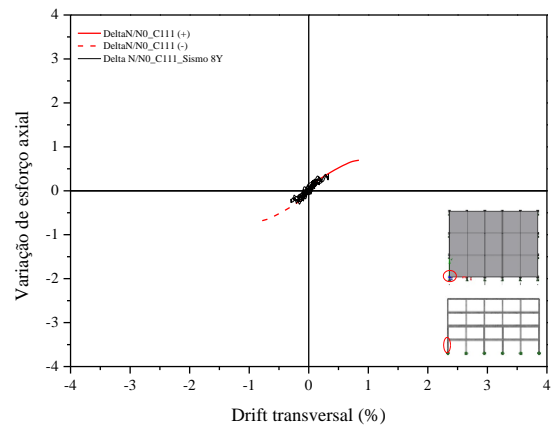
C 17.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



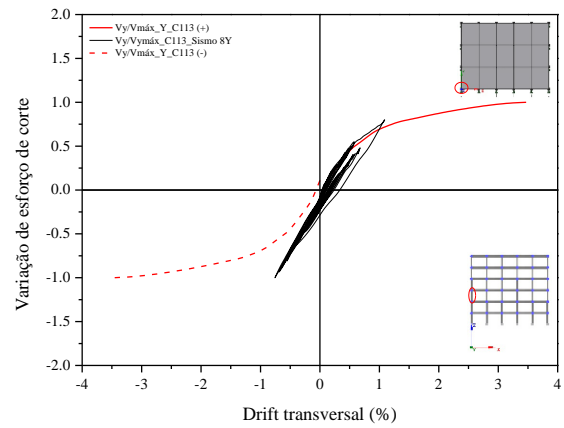
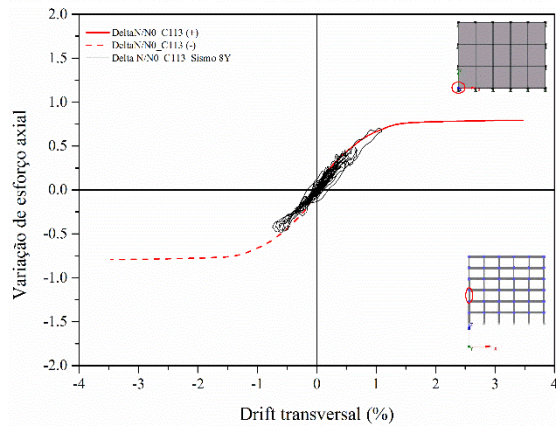
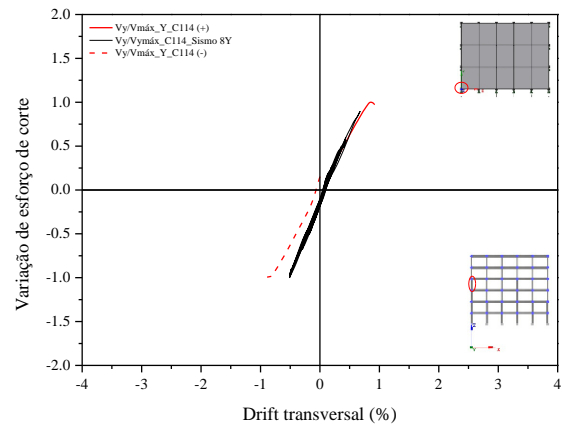
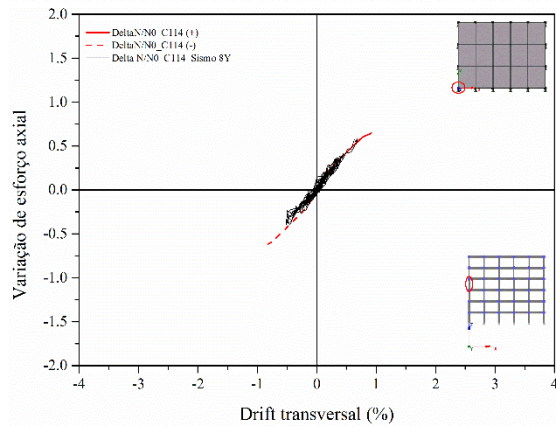
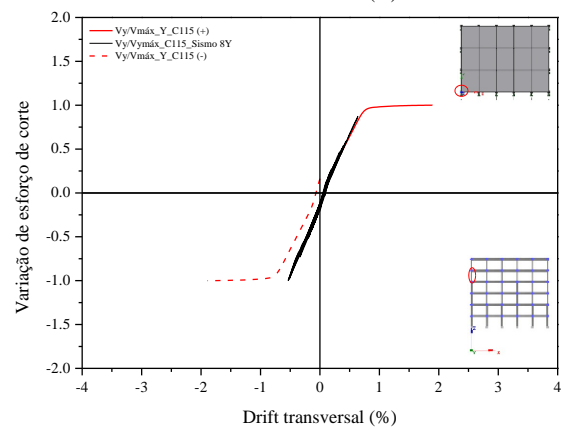
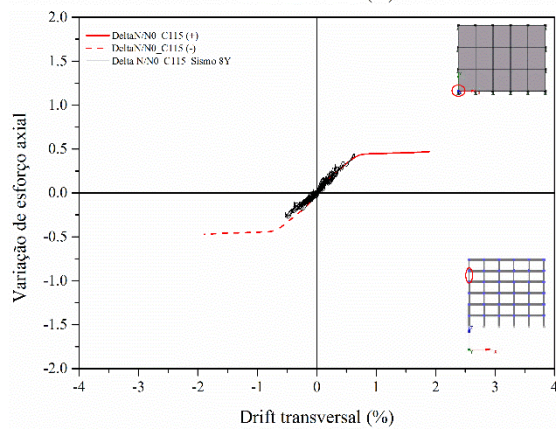
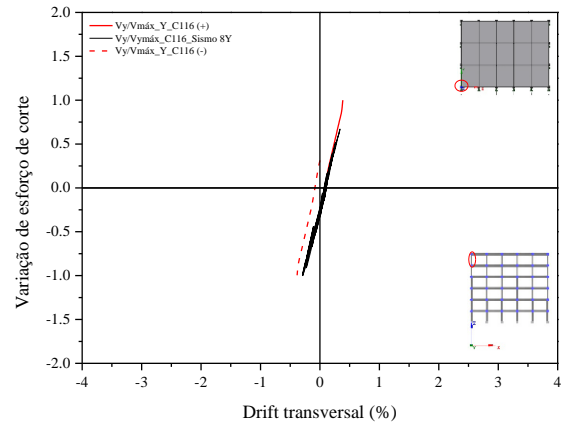
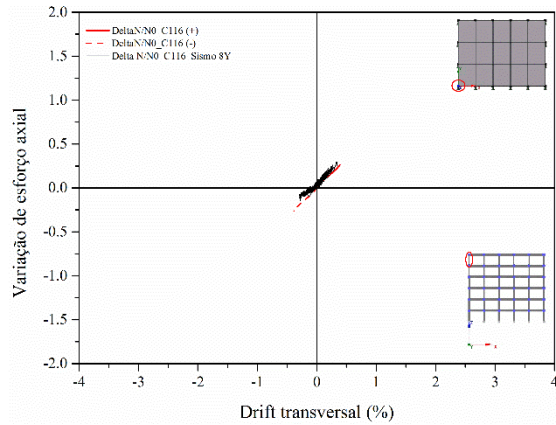


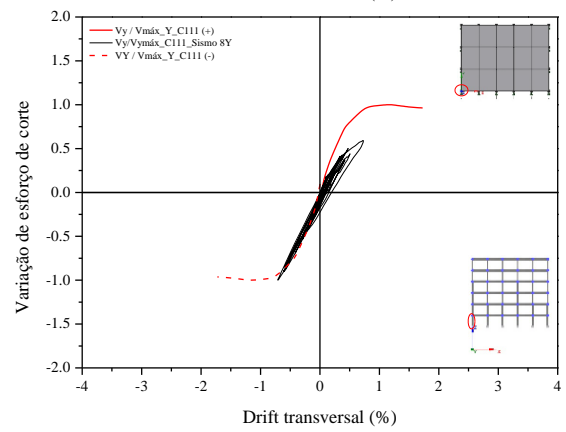
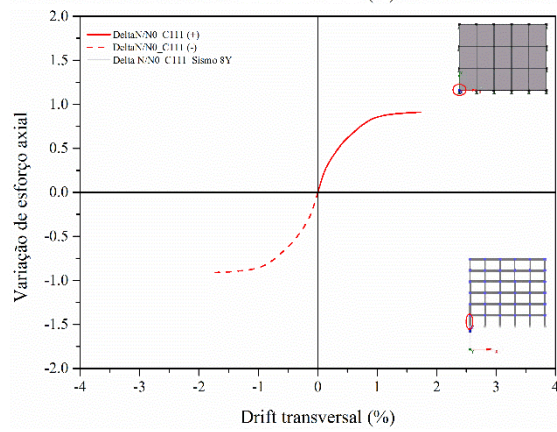
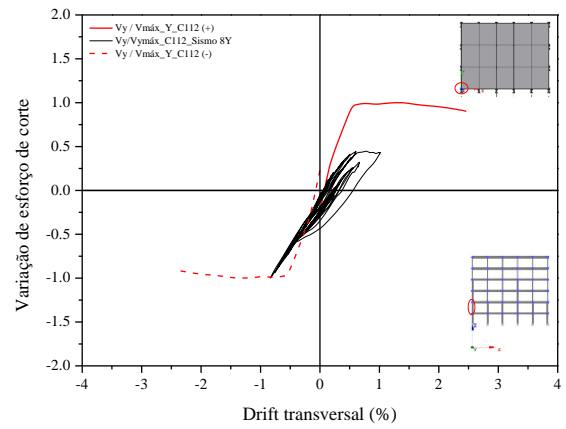
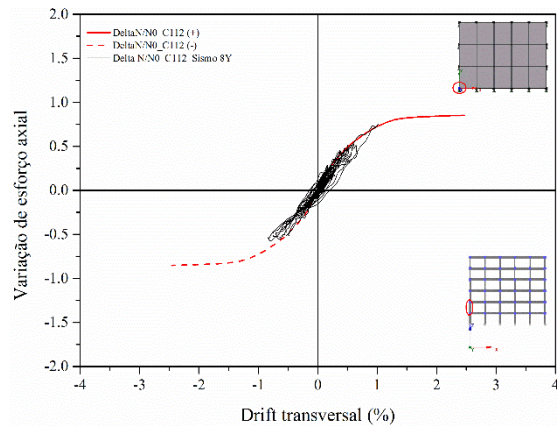
C 17.2. EDIFÍCIO PT4





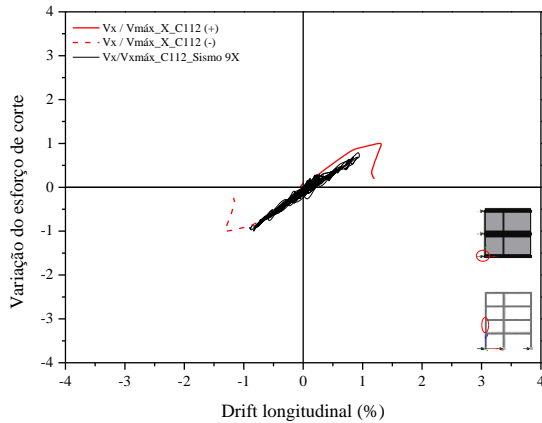
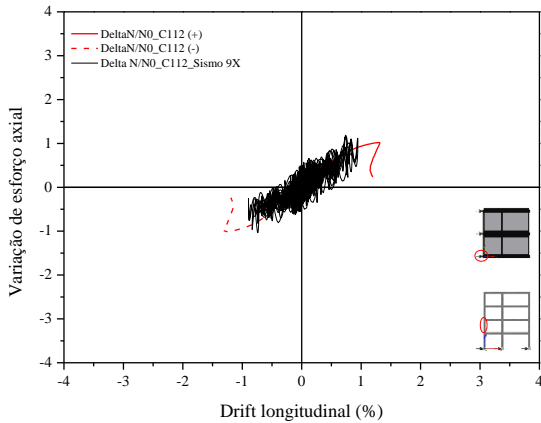
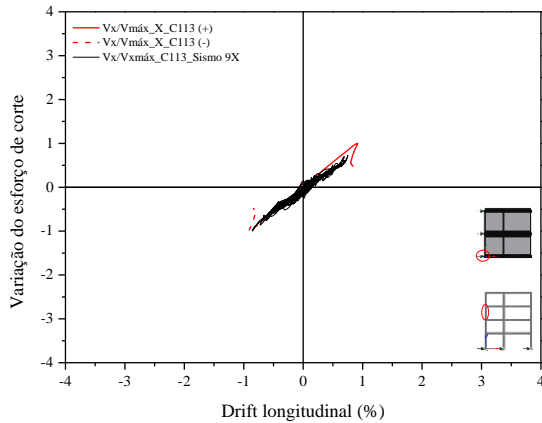
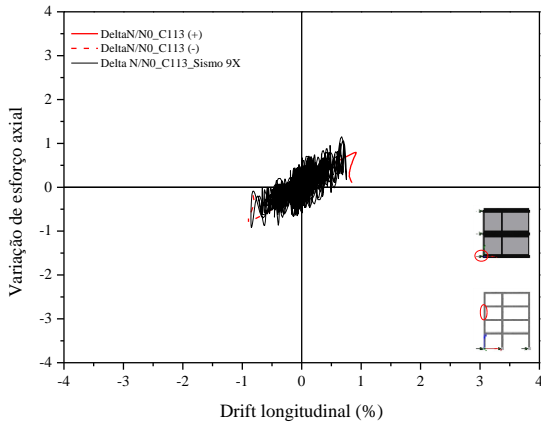
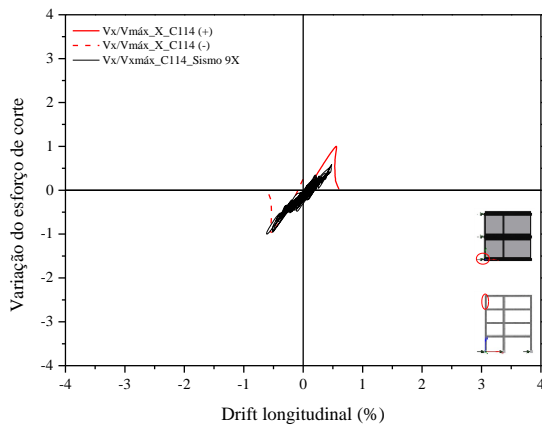
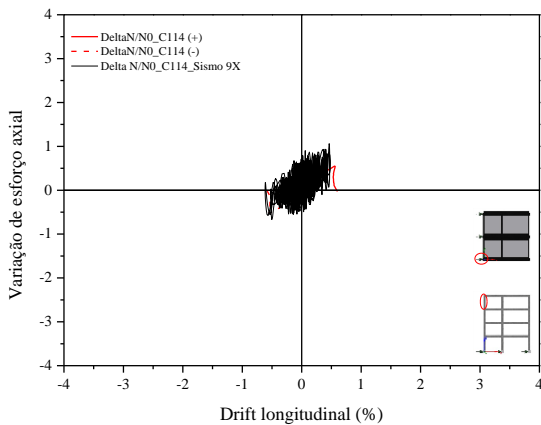
C 17.3. EDIFÍCIO PT6

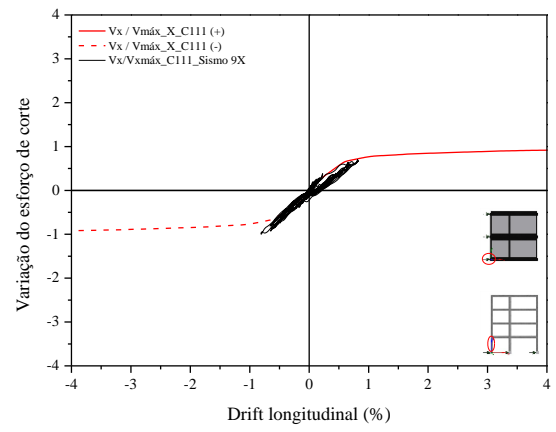
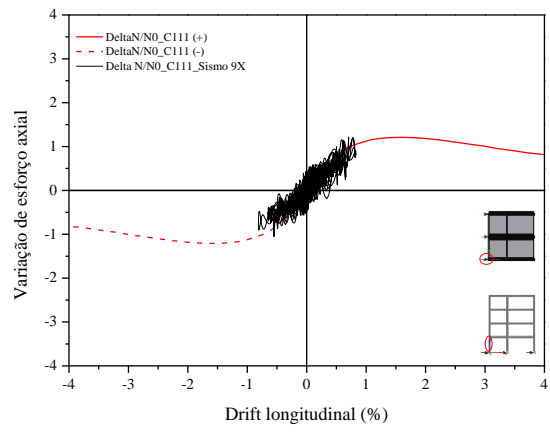




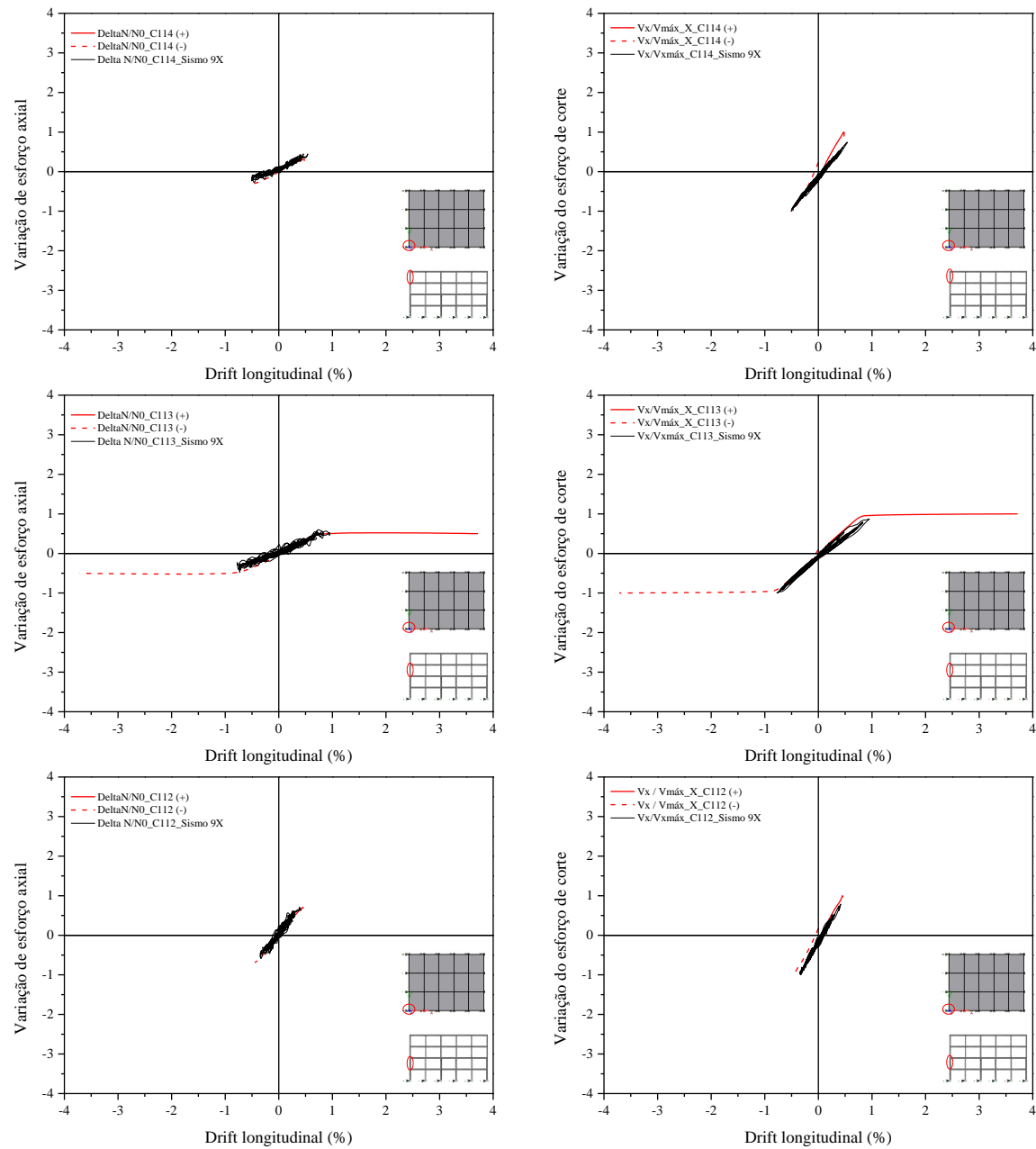
C 18. SISMO 9 - DIREÇÃO LONGITUDINAL

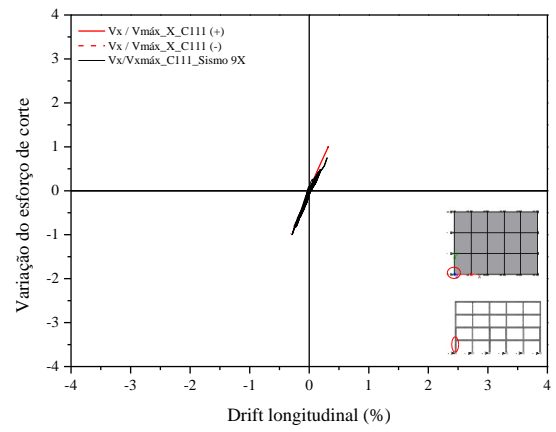
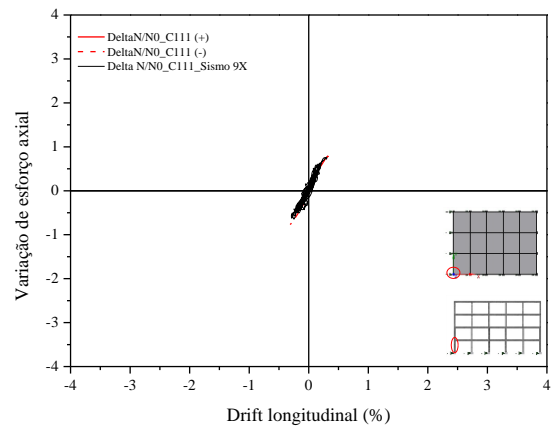
C 18.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



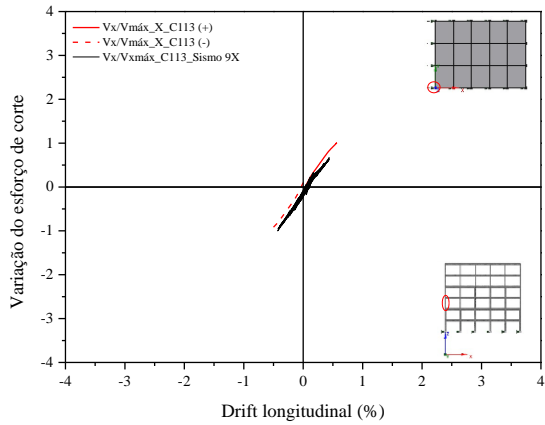
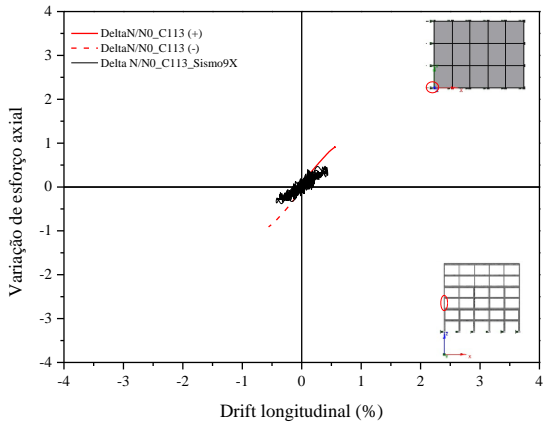
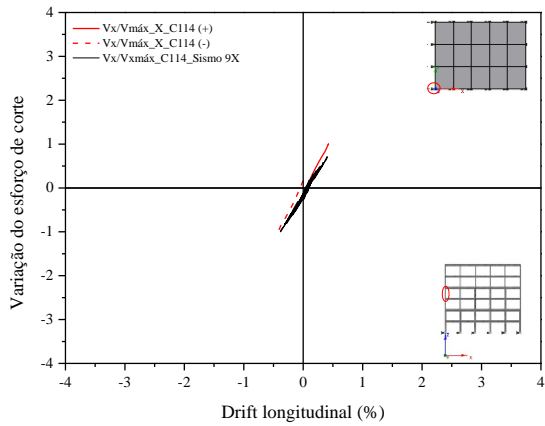
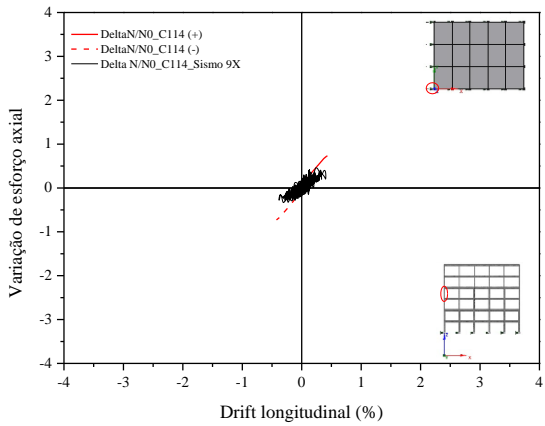
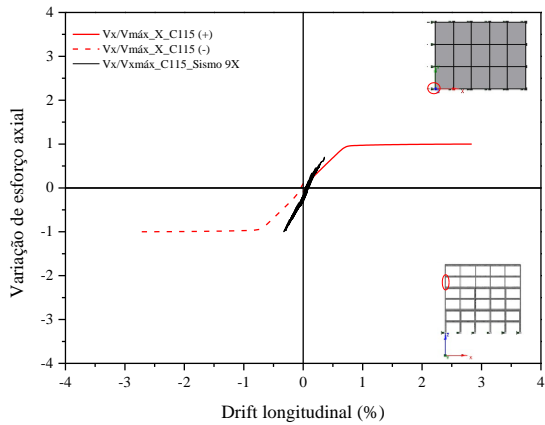
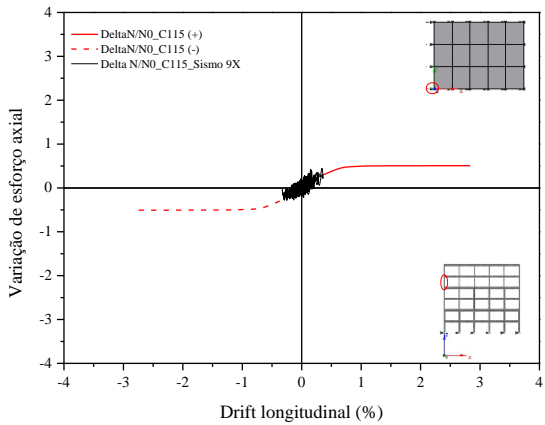
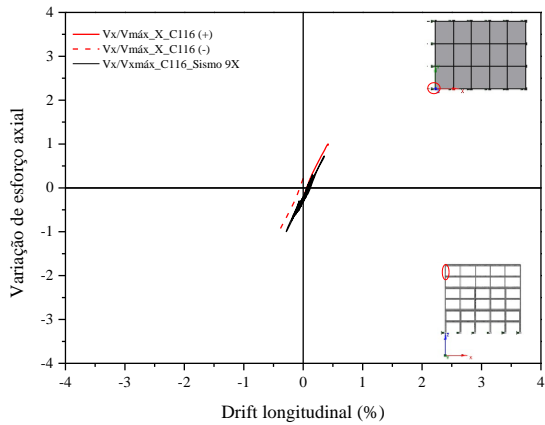
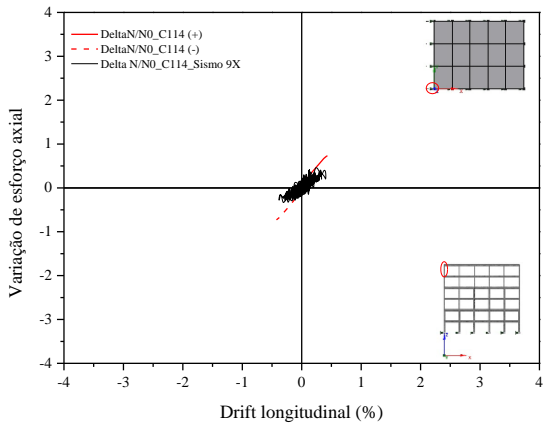


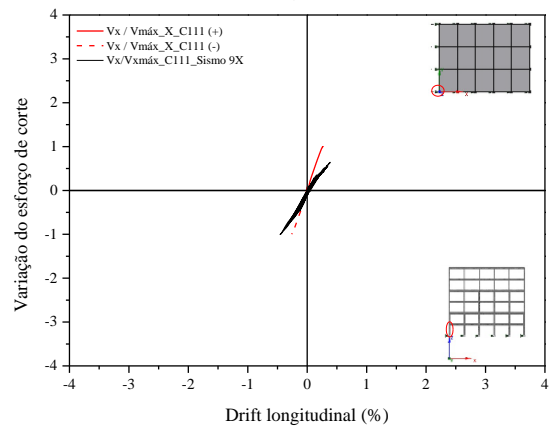
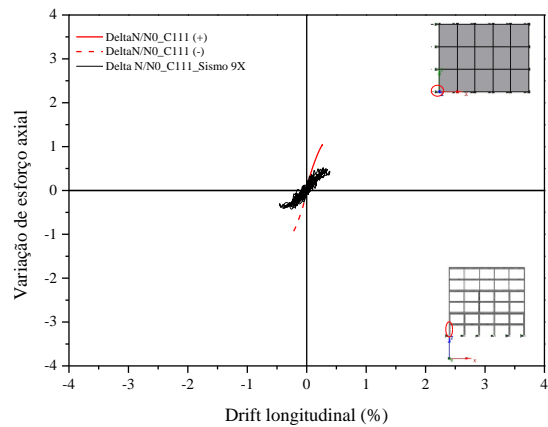
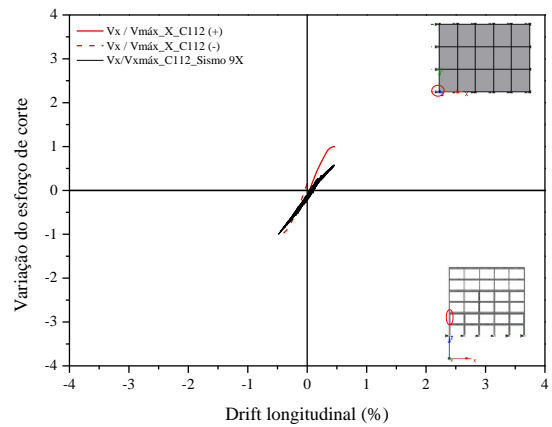
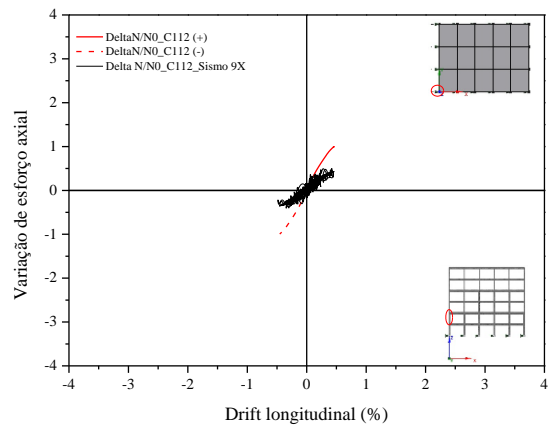
C 18.2. EDIFÍCIO PT4





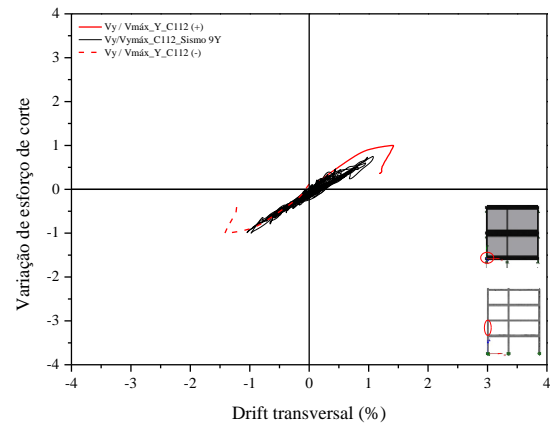
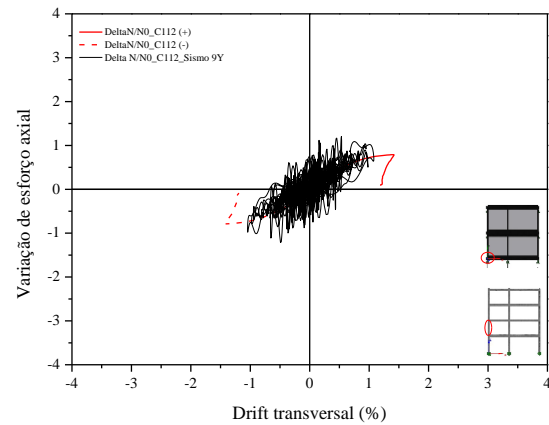
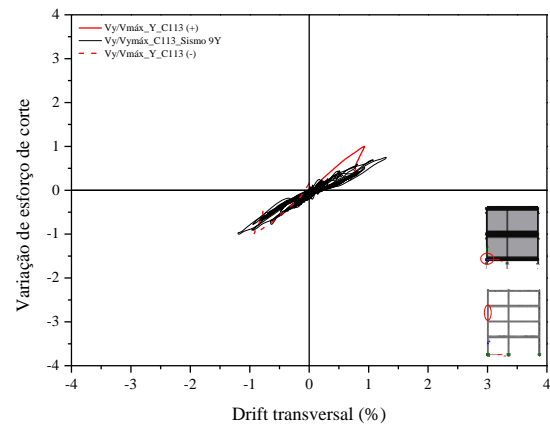
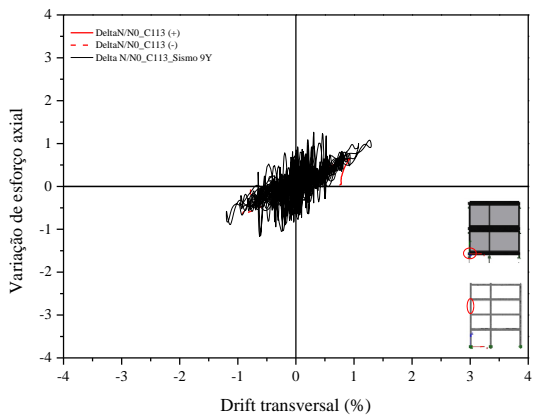
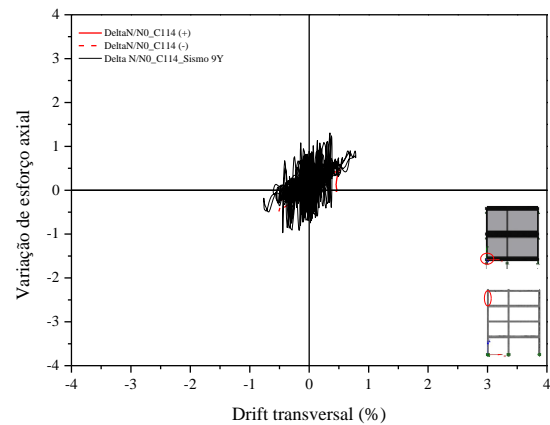
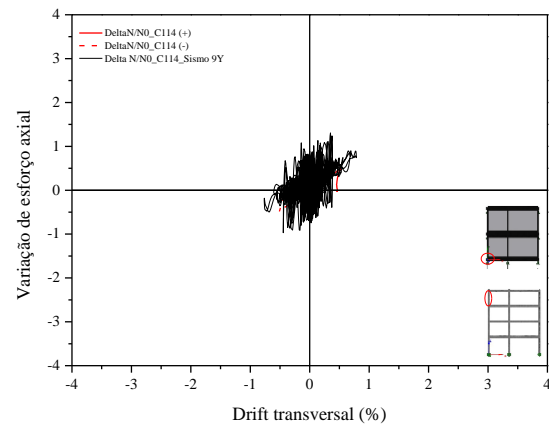
C 18.3. EDIFÍCIO PT6

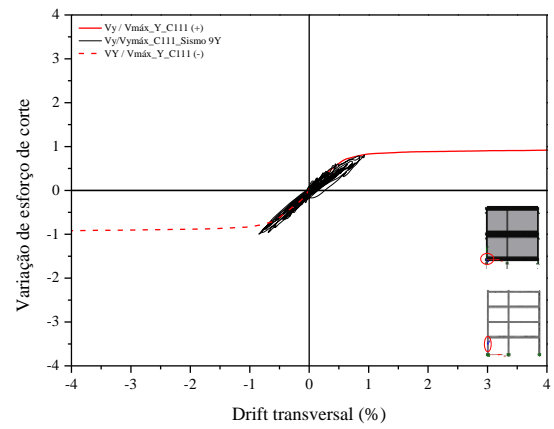
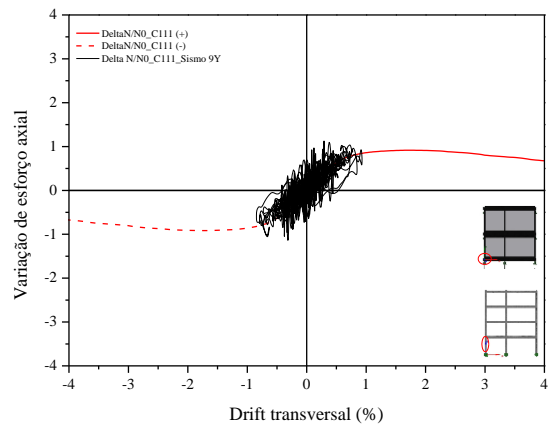




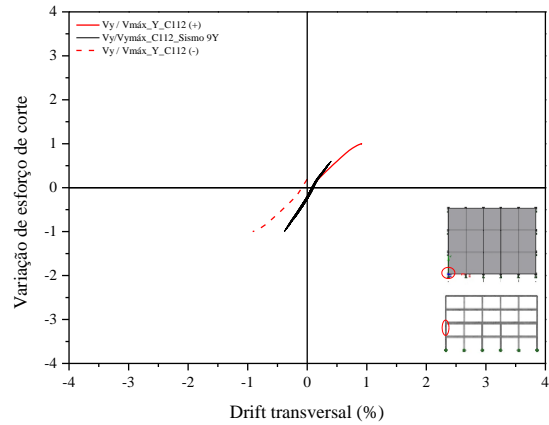
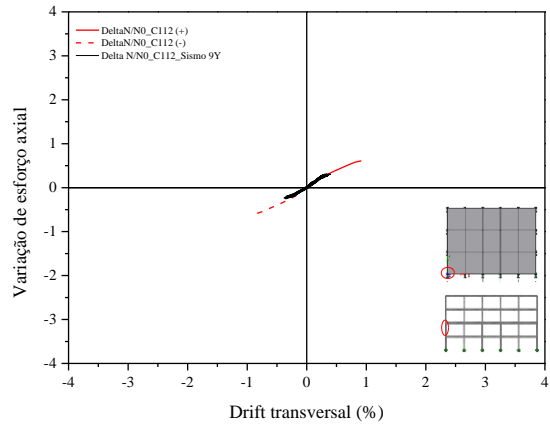
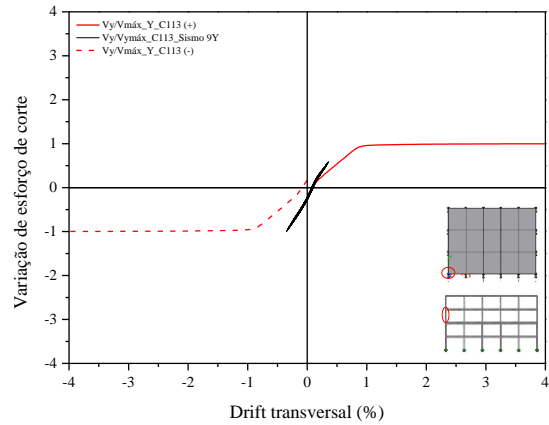
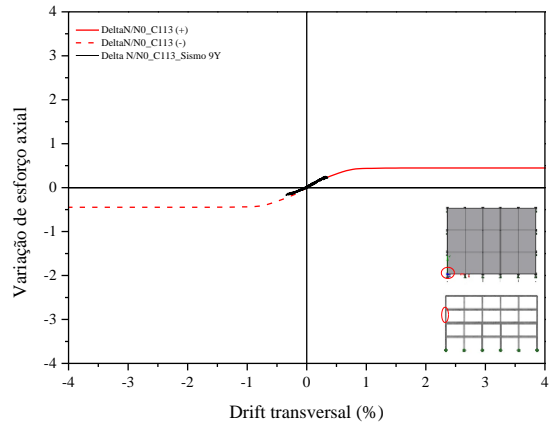
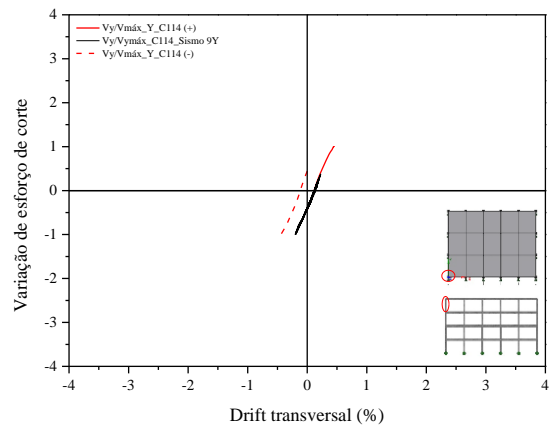
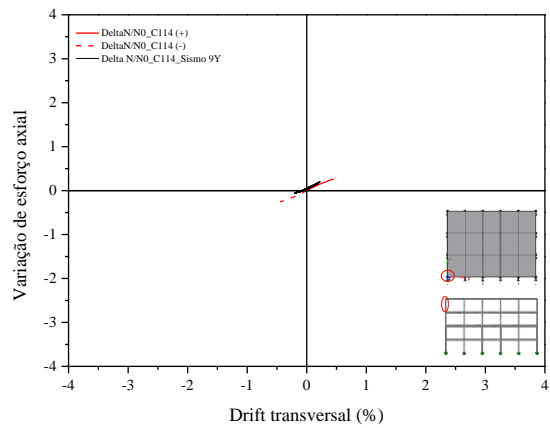
C 19. SISMO 9 - DIREÇÃO TRANSVERSAL

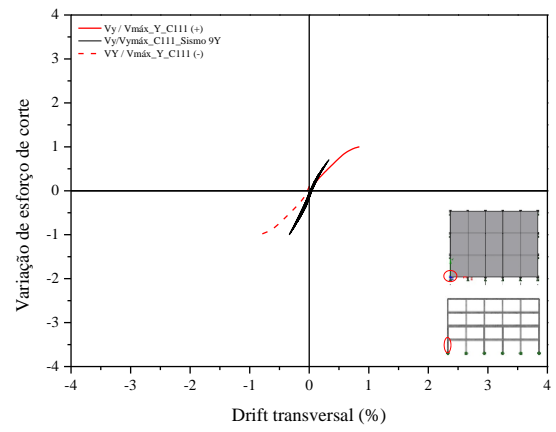
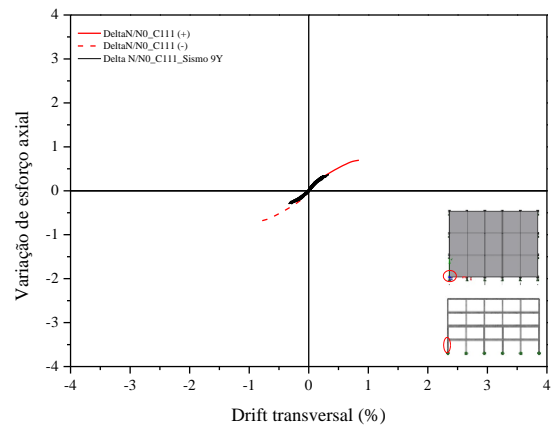
C 19.1. EDIFÍCIO ELSA FRAME



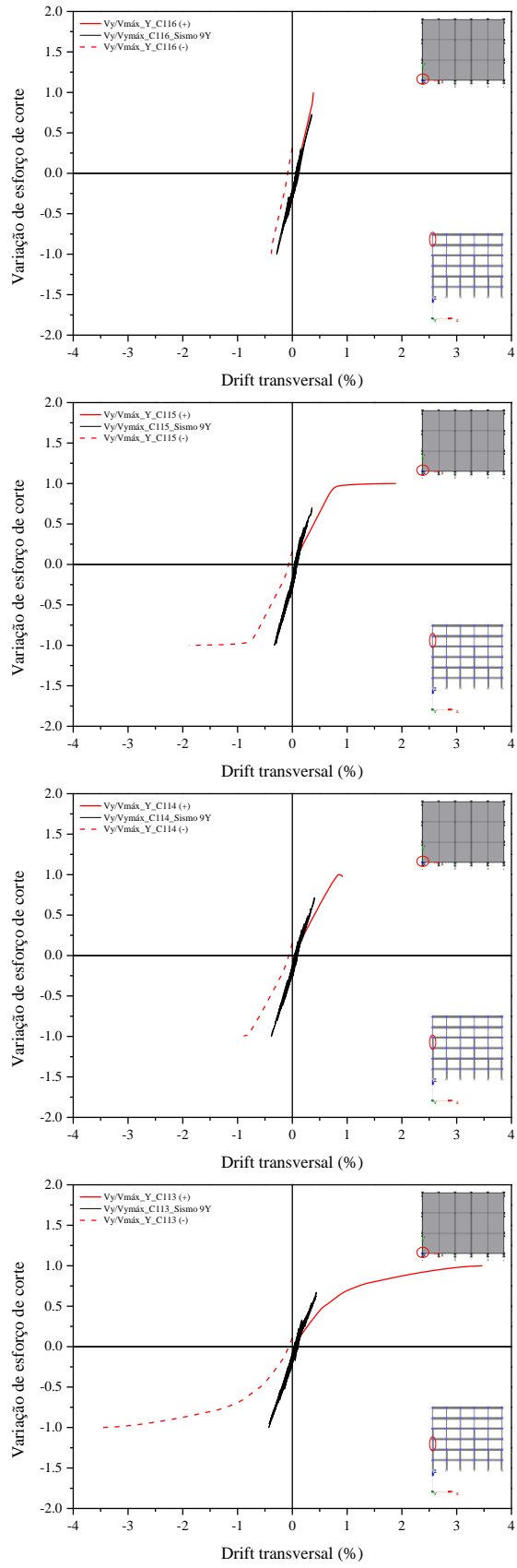
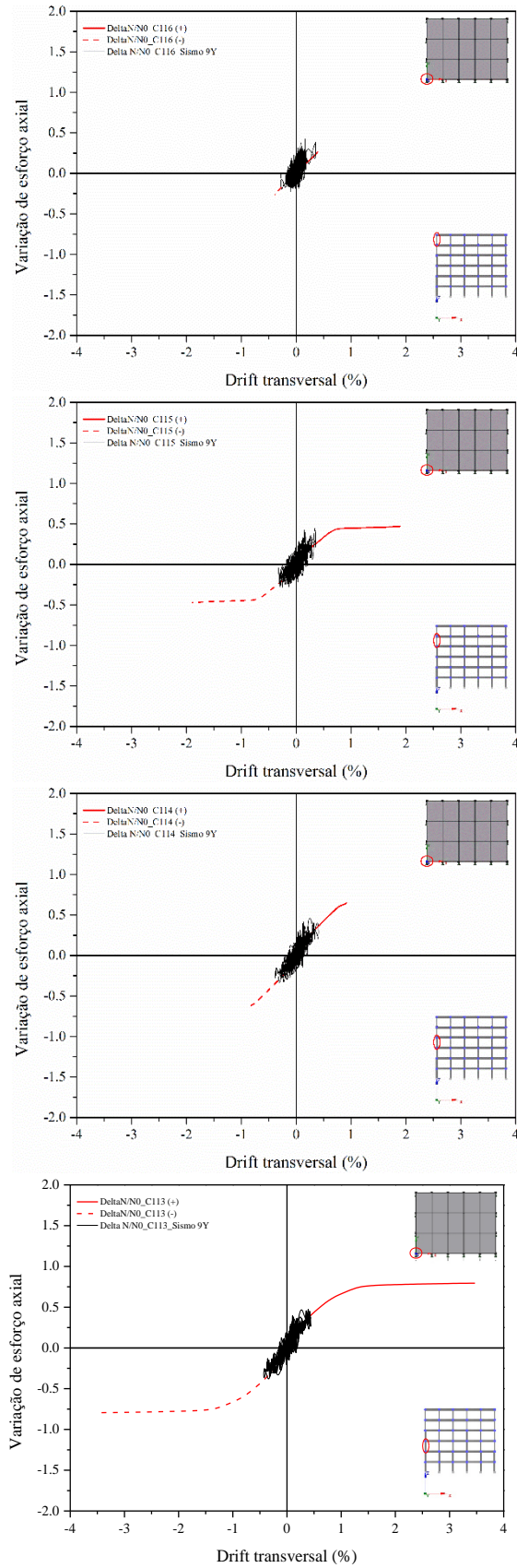


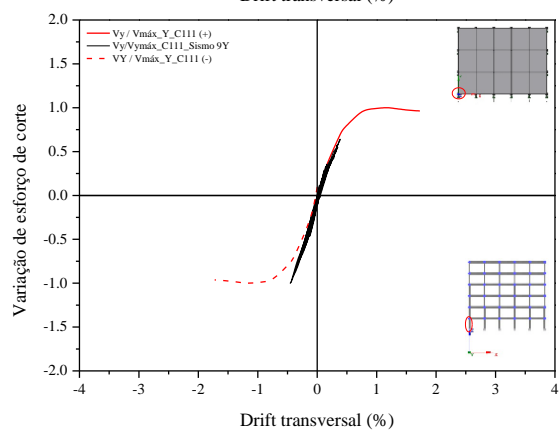
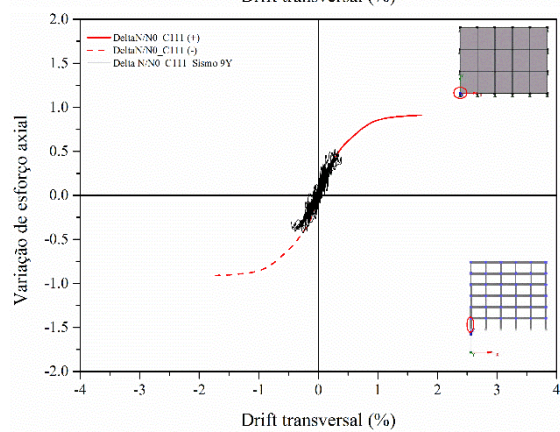
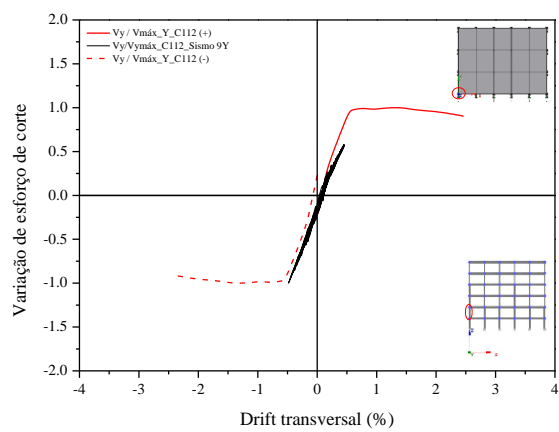
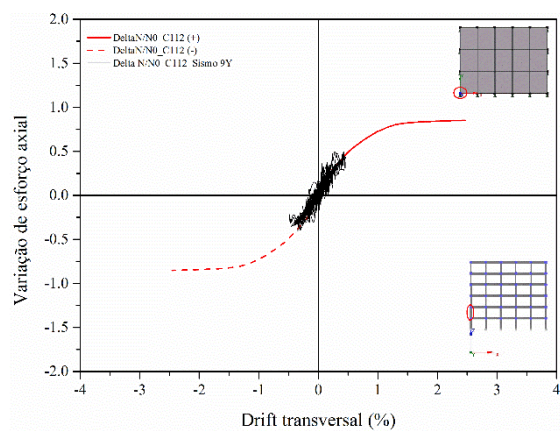
C 19.2. EDIFÍCIO PT4





C 19.3. EDIFÍCIO PT6





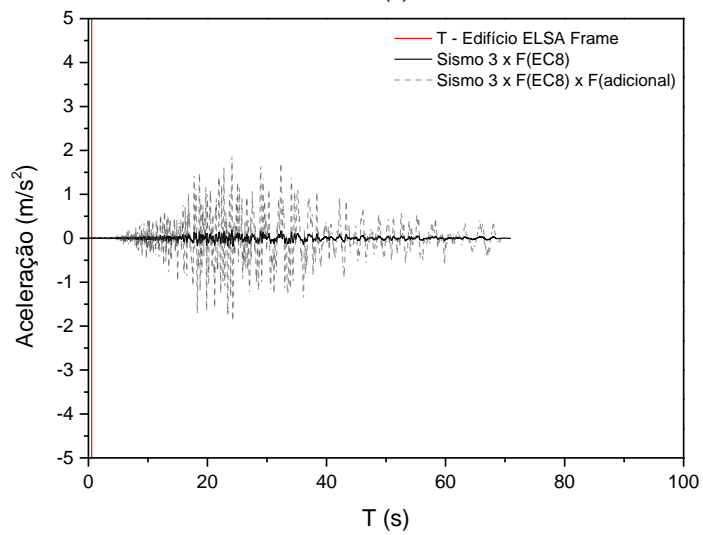
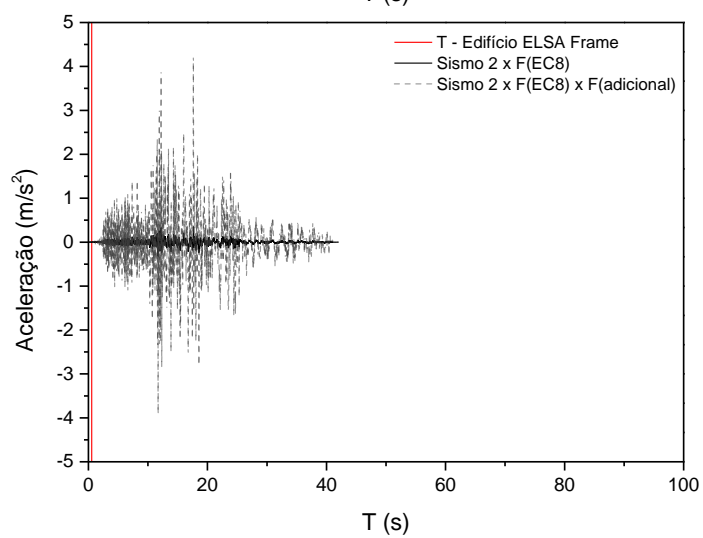
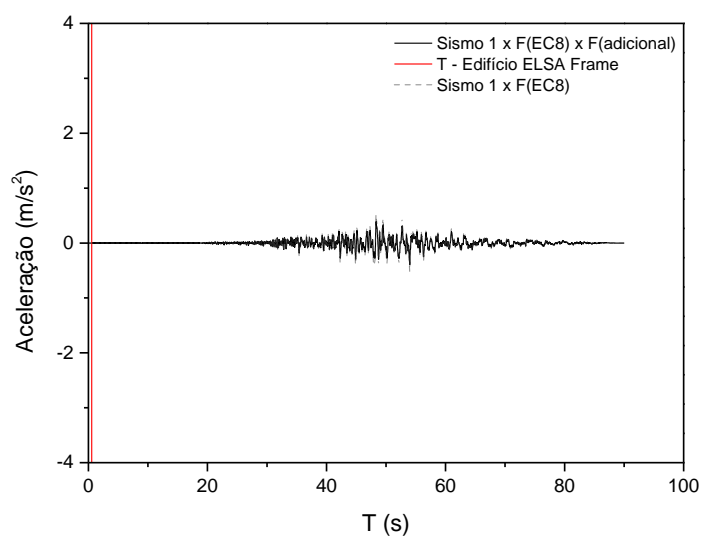
Anexo D

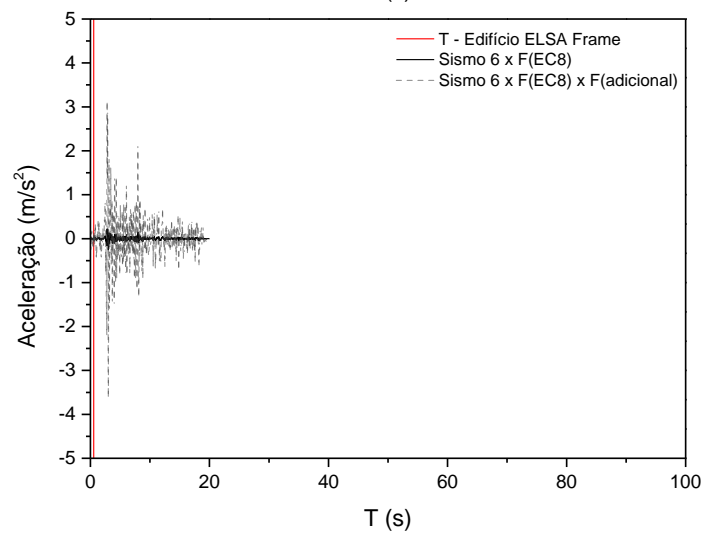
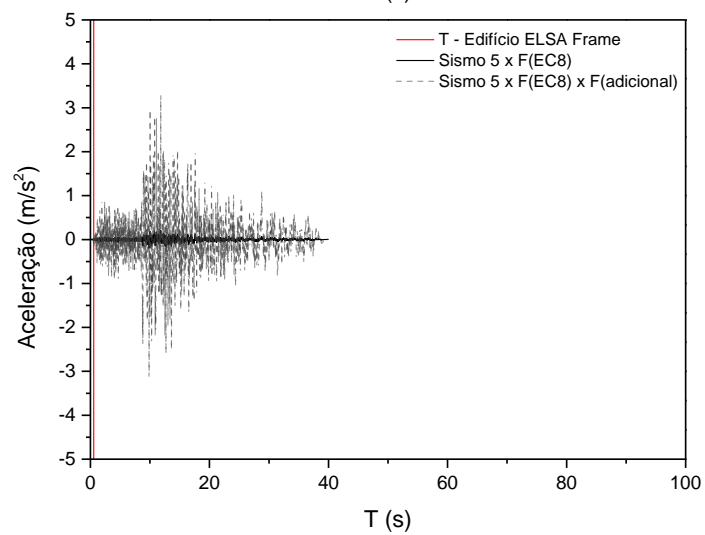
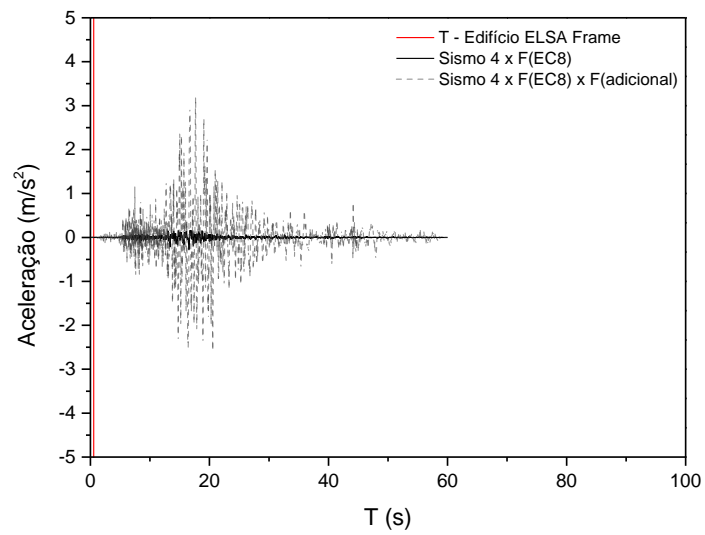
Acelerogramas - Análises não-lineares dinâmicas

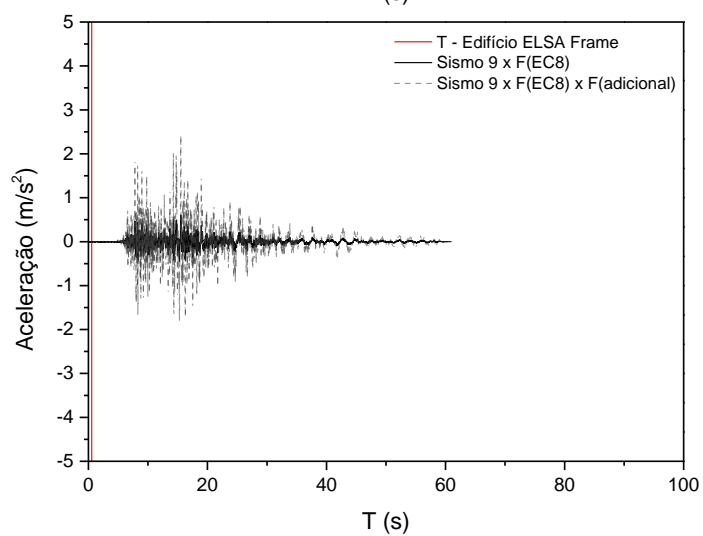
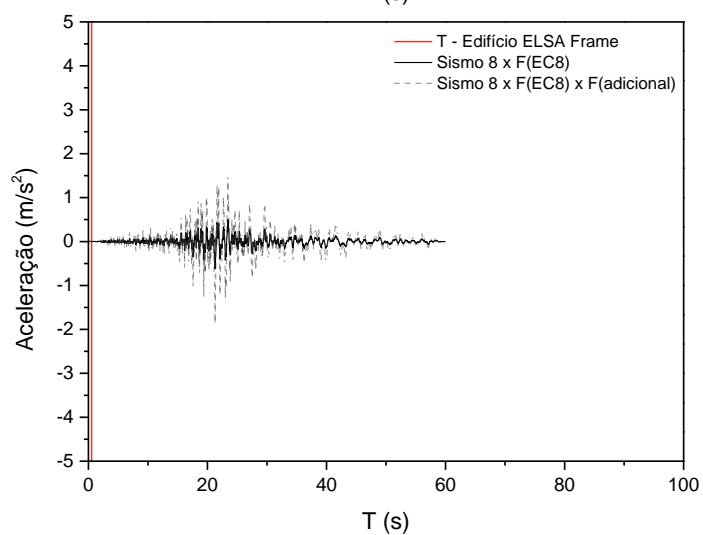
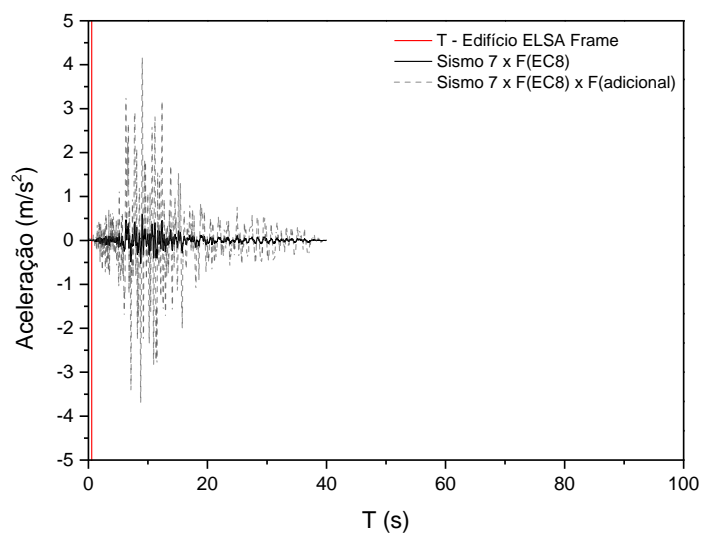
D.1 INTRODUÇÃO

Ao longo deste anexo serão apresentados os valores das acelerações dos nove sismos utilizadas para a realização das análises não-lineares dinâmicas. Serão apresentados o período de vibração relativos a cada edifício, os valores das acelerações multiplicados pelos fatores de escala relativos ao espectro de dimensionamento do Eurocódigo 8 (EC8, 2010) e os valores das acelerações finais depois de multiplicados pelos fatores de escala do EC8 (EC8, 2010) e adicionais.

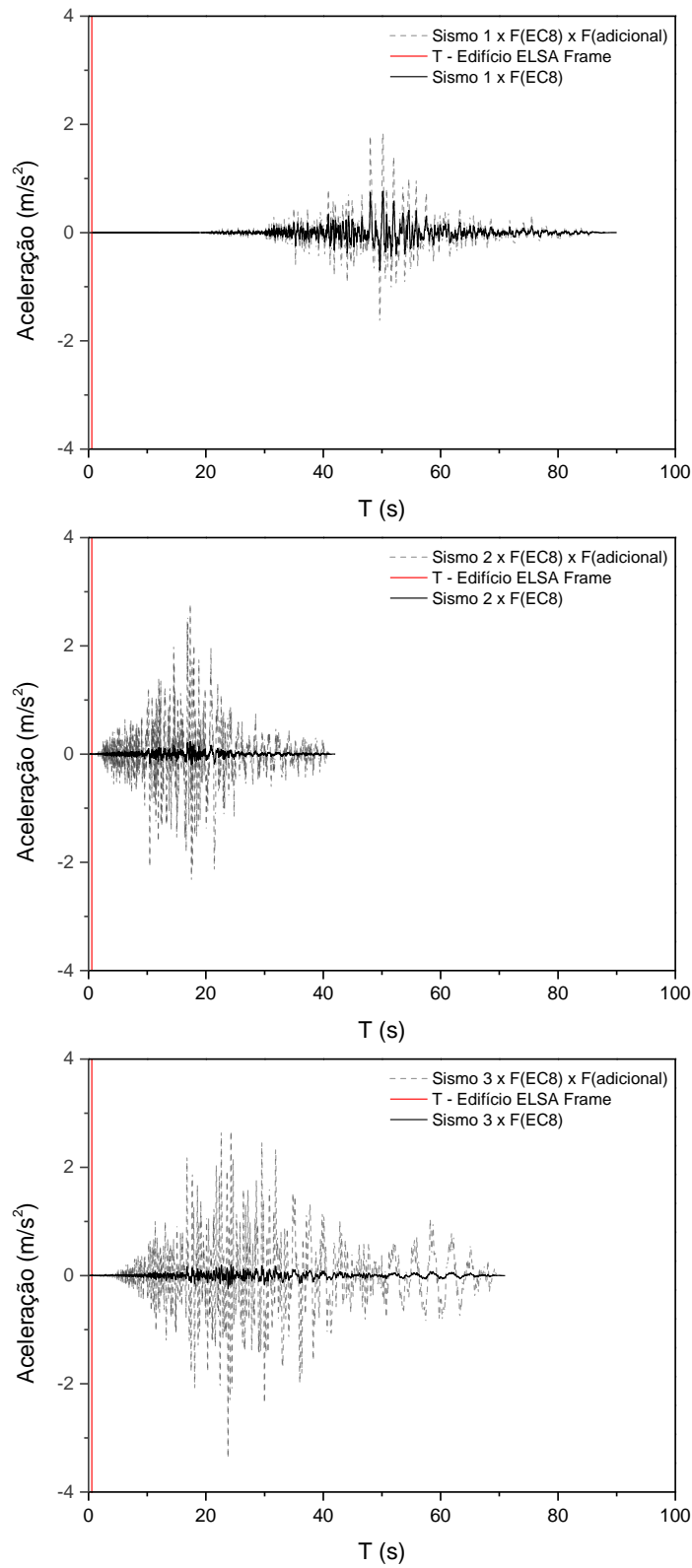
D.2 EDIFÍCIO ELSA FRAME- ACELEROGRAMAS NA DIREÇÃO LONGITUDINAL

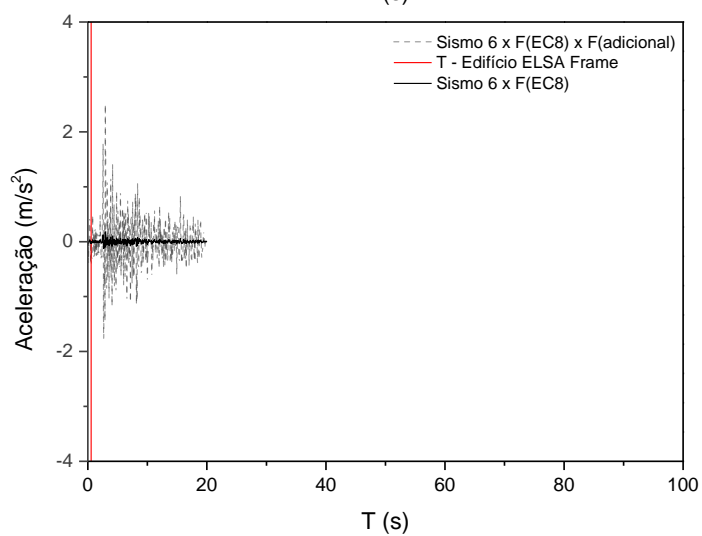
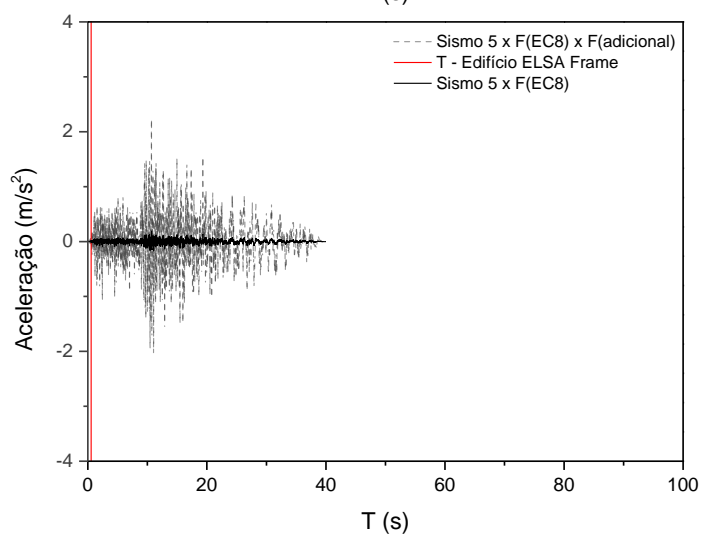
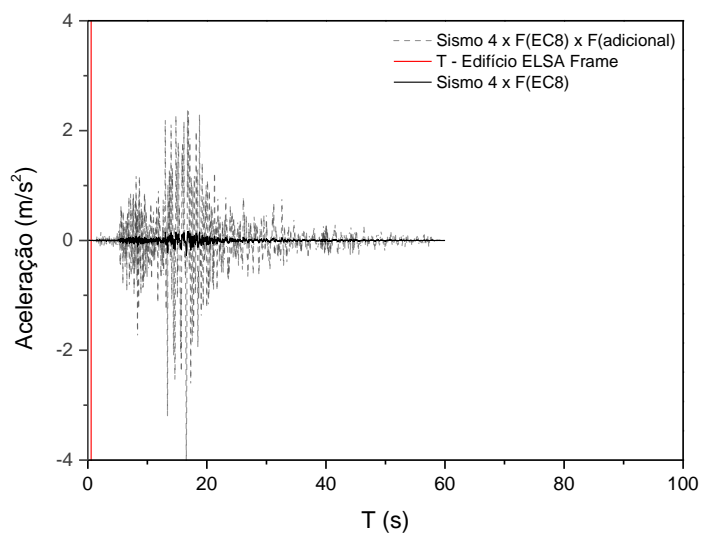


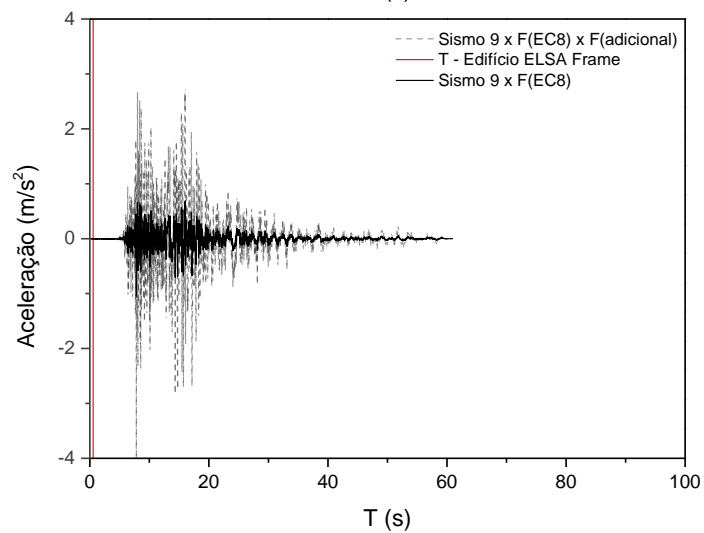
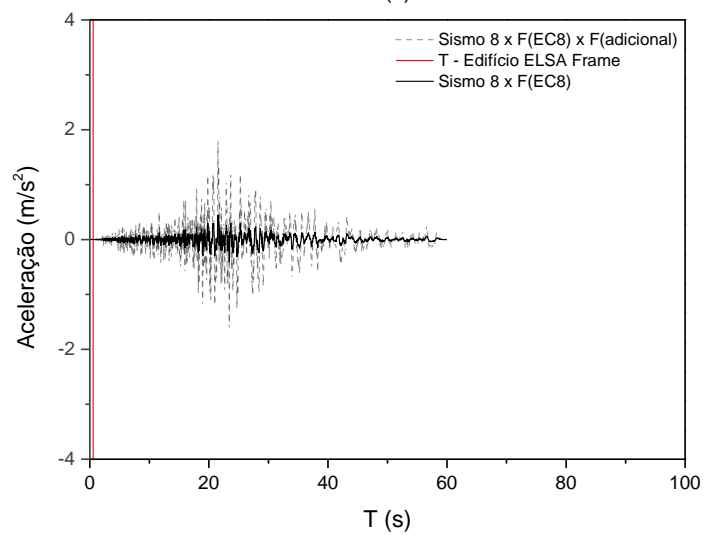
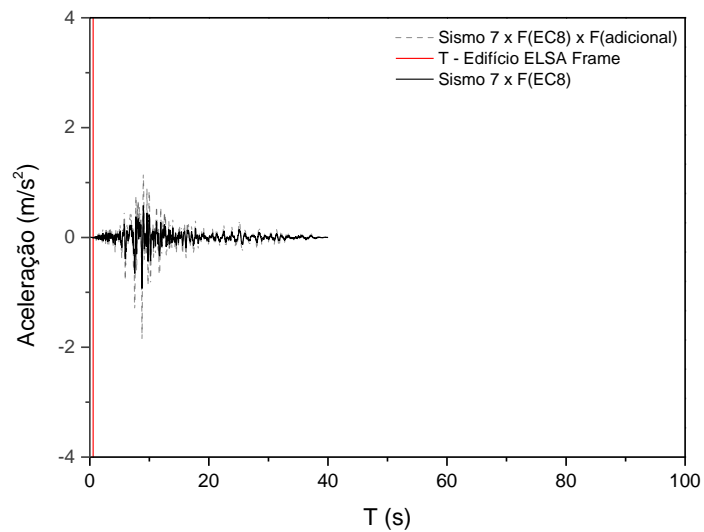




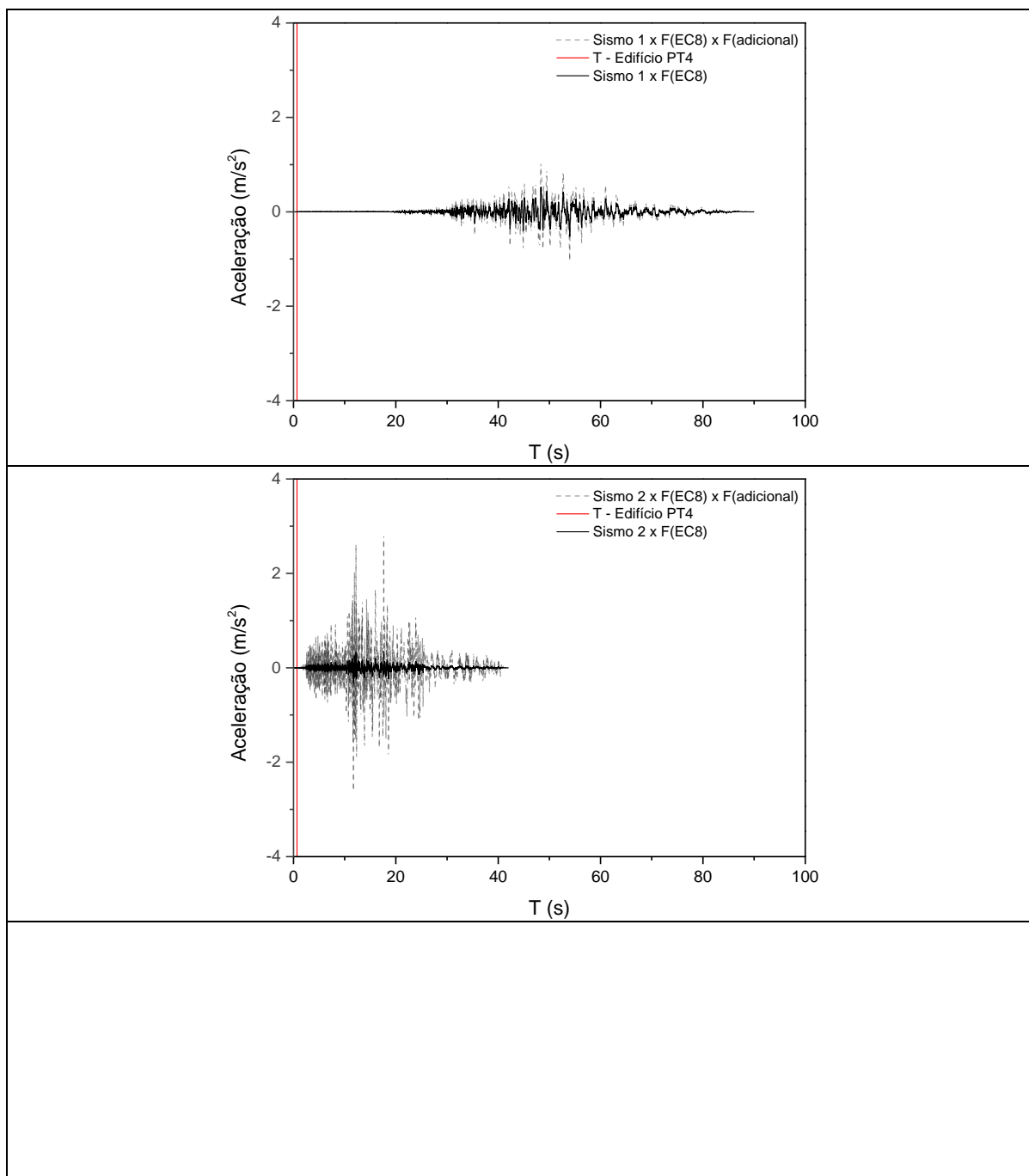
D.3 EDIFÍCIO ELSA FRAME- ACELEROGRAMAS NA DIREÇÃO TRANSVERSAL

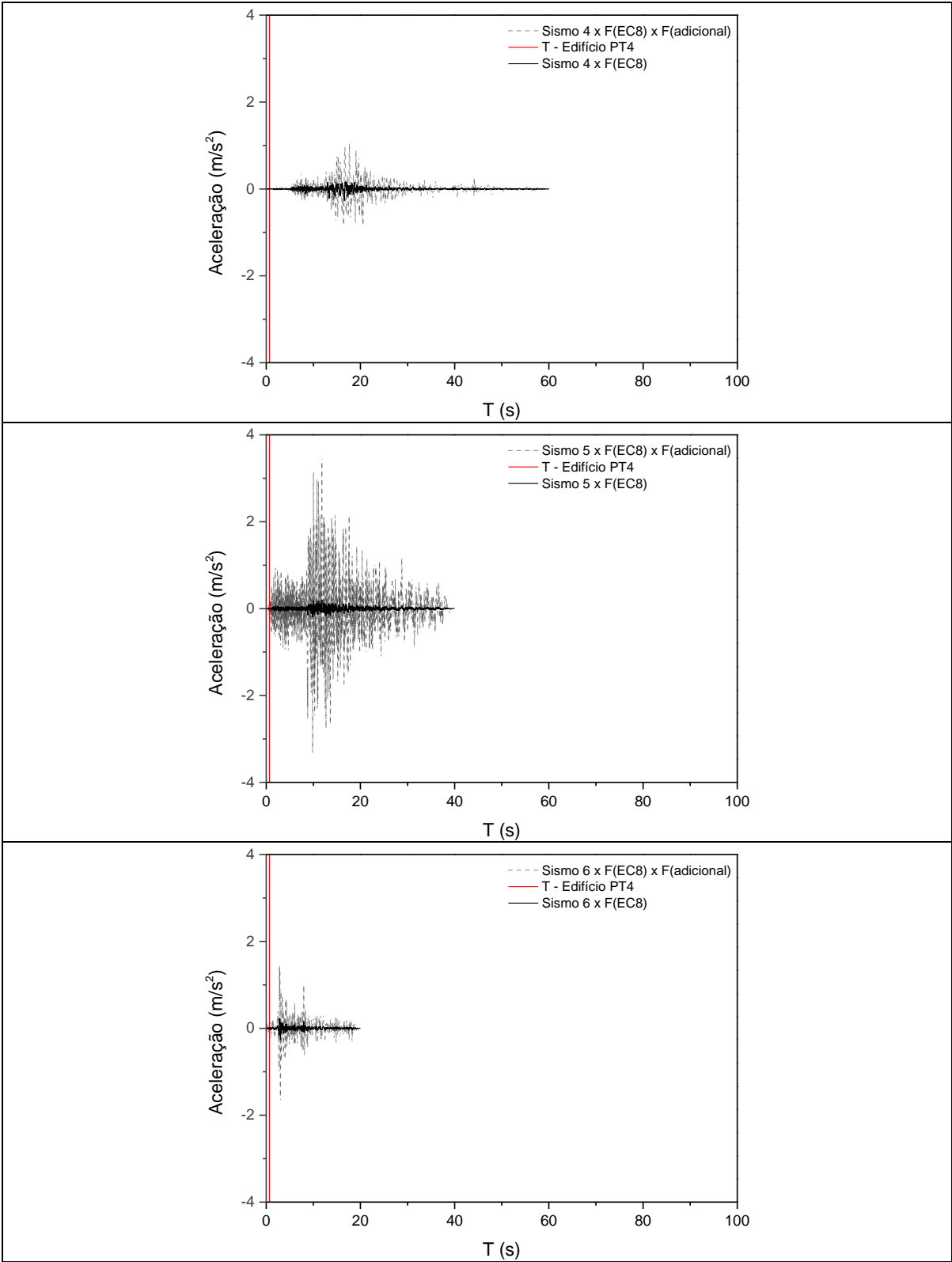


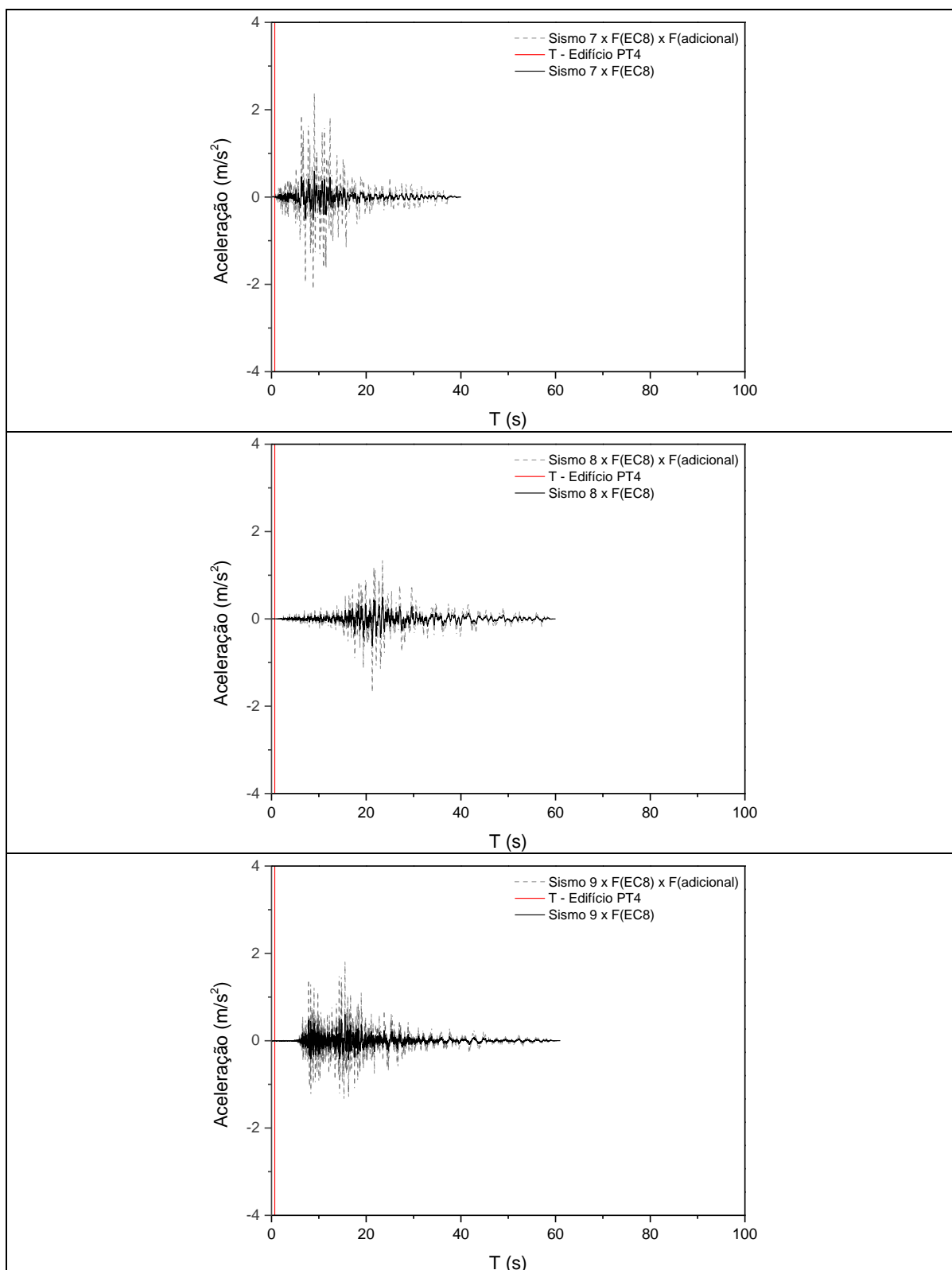




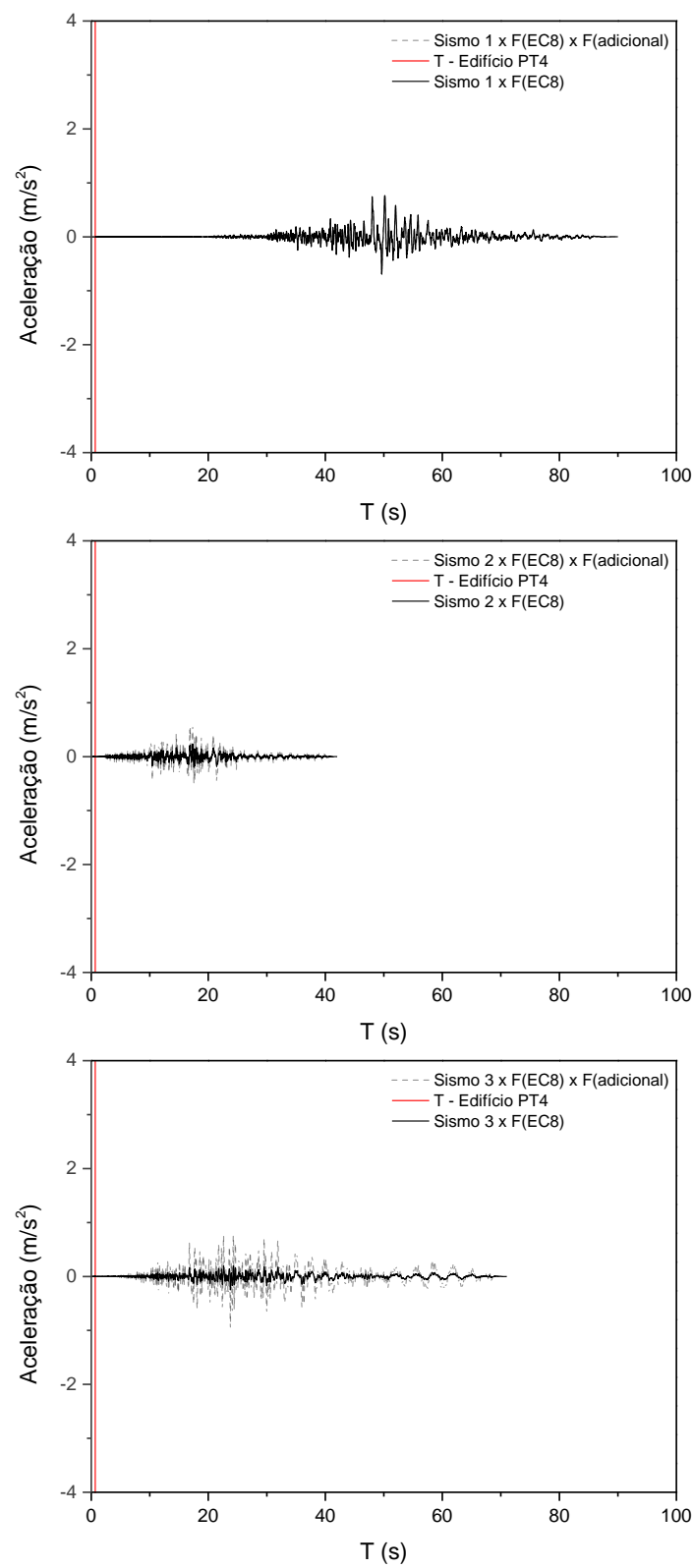
D.4 EDIFÍCIO PT4 - ACELEROGRAMAS NA DIREÇÃO LONGITUDINAL

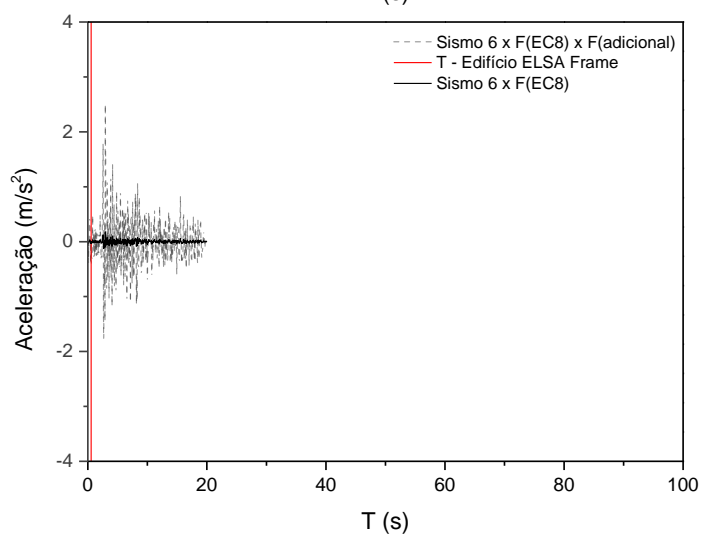
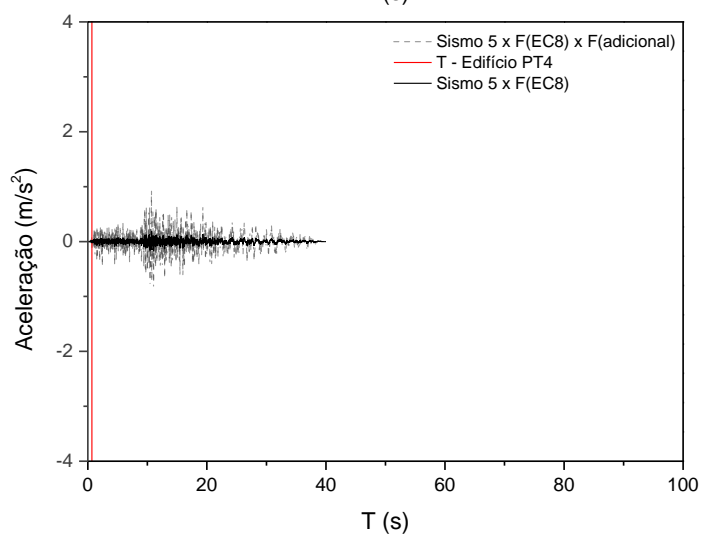
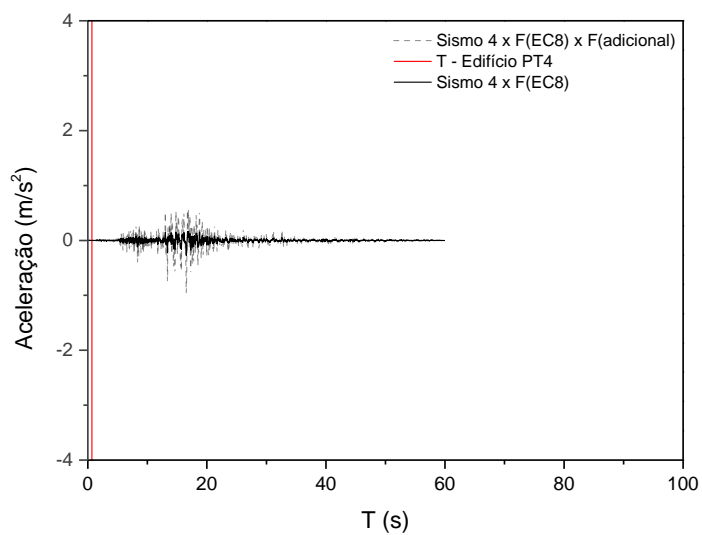


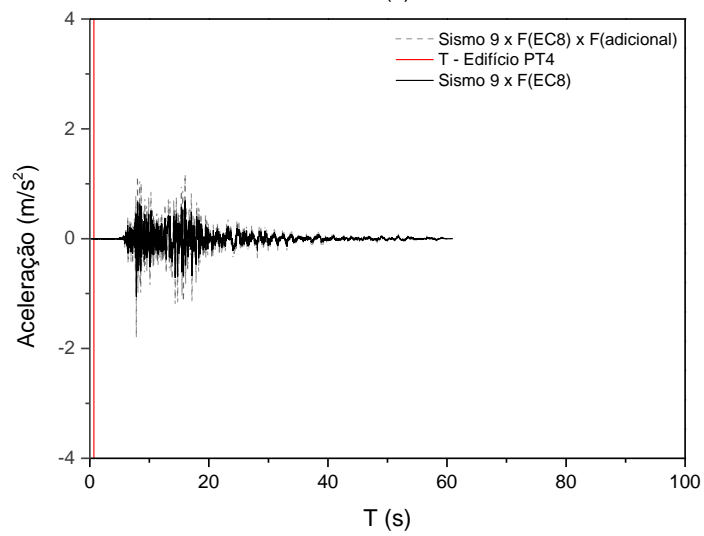
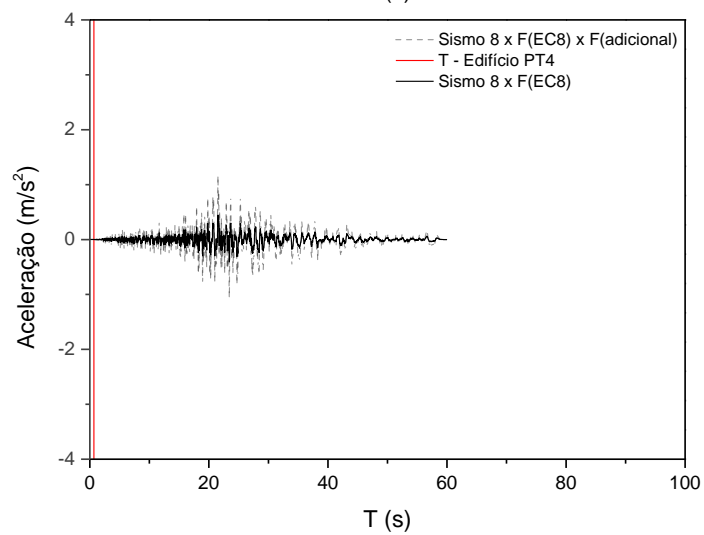
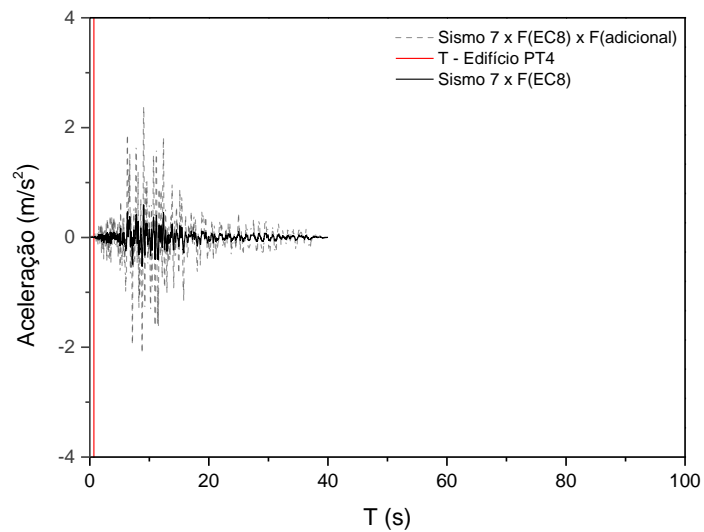




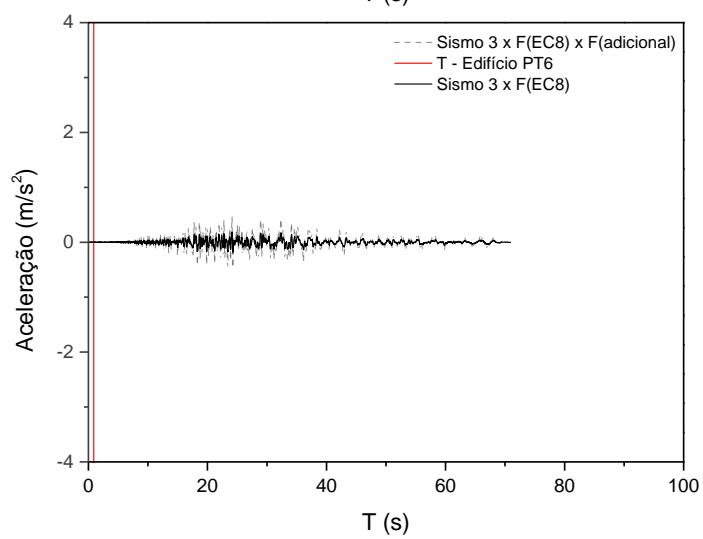
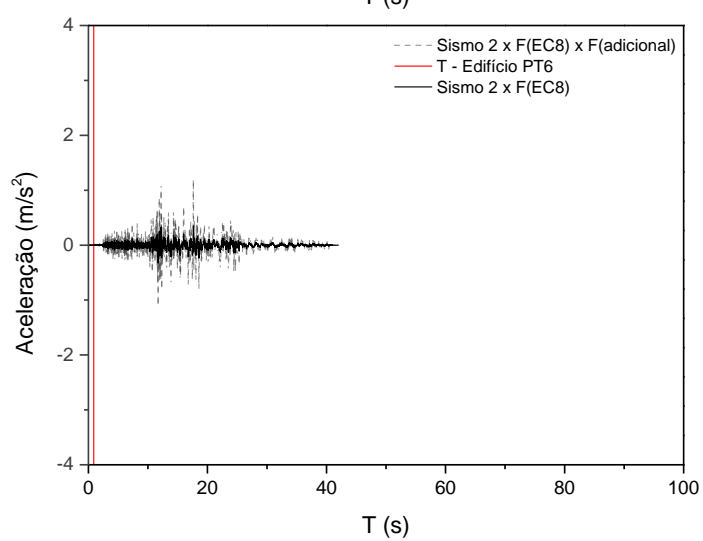
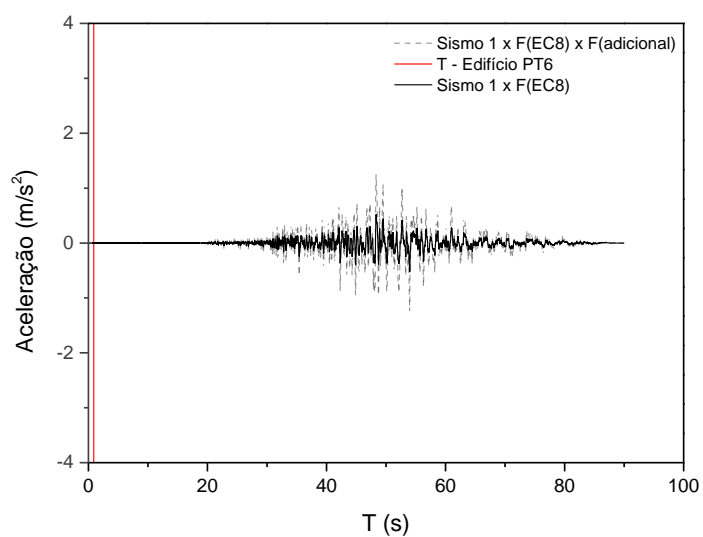
D.5 EDIFÍCIO PT4 - ACELEROGRAMAS NA DIREÇÃO TRANSVERSAL

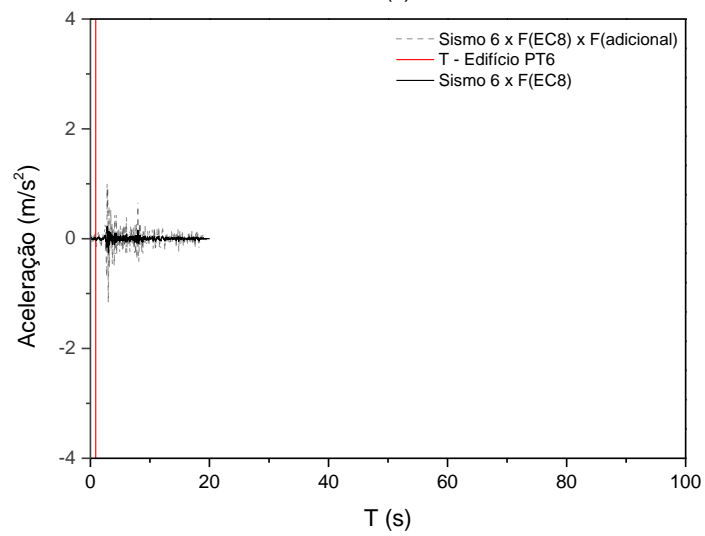
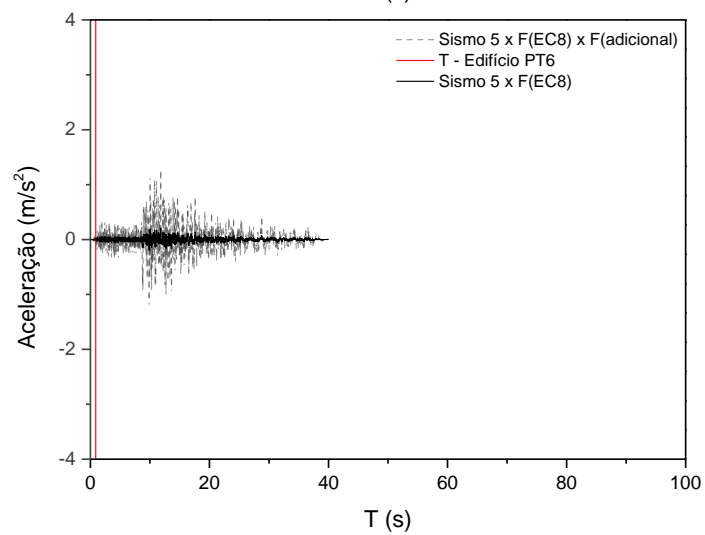
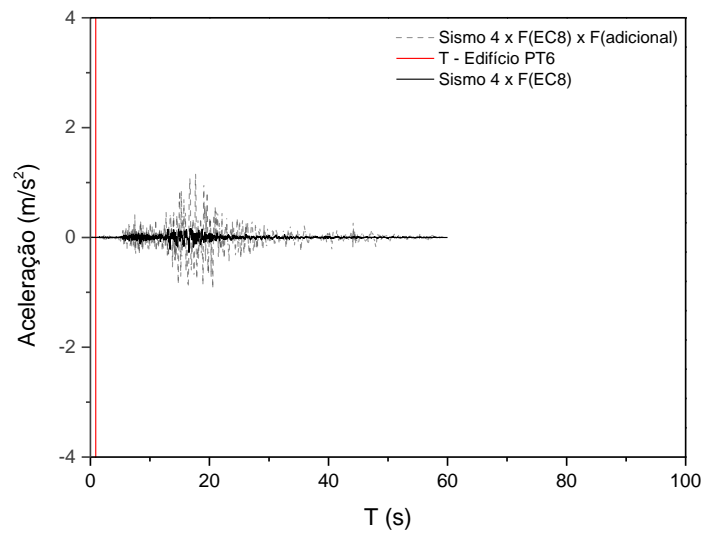


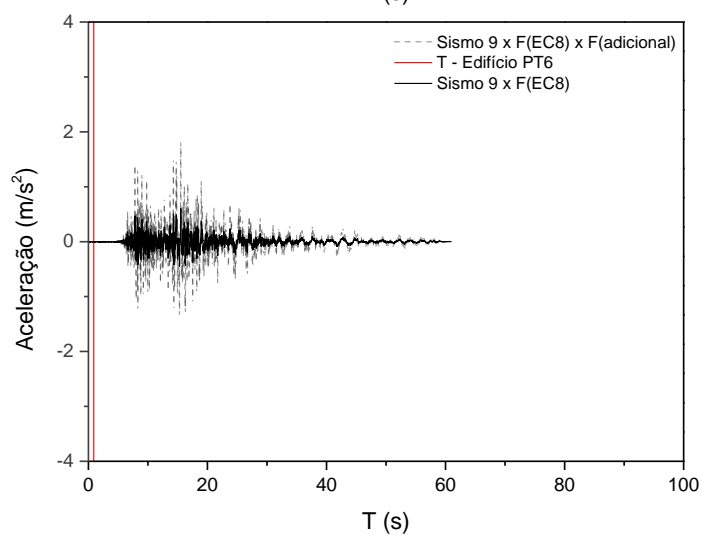
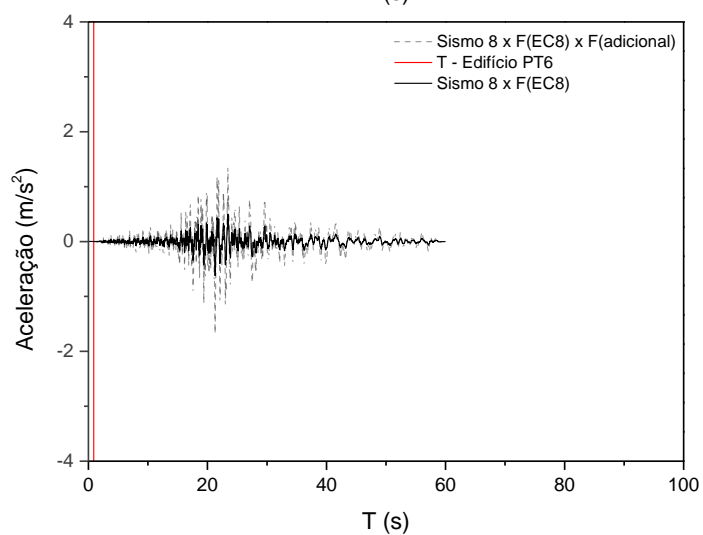
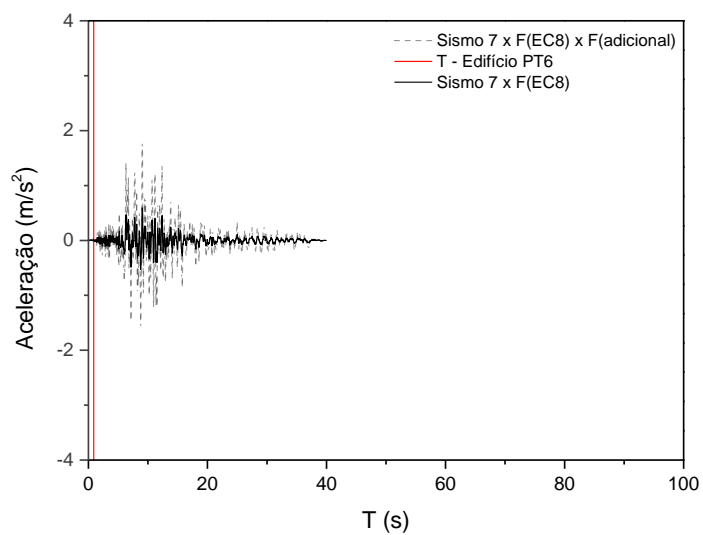




D.6 EDIFÍCIO PT6 - ACELEROGRAMAS NA DIREÇÃO LONGITUDINAL







D.7 EDIFÍCIO PT6 - ACELEROGRAMAS NA DIREÇÃO TRANSVERSAL

